



Universidad de Lleida
Escuela Politécnica Superior
Ingeniería Técnica Industrial, especialidad en Mecánica



Proyecto Final de Carrera

**Diseño de una nave industrial
sin uso específico en la
localidad de Vilamalla.**

Autor: Ramon Andreu Camarasa

Director: Ramon Grau Lanau

Septiembre del 2009

0.- ÍNDICES

0.1 ÍNDICE GENERAL

1.- Memoria.....	17
1.1 Objeto y alcance del proyecto.....	21
1.2 Antecedentes.....	23
1.2.1 Introducción.....	23
1.2.2 Consideraciones en diseño nave industrial.....	23
1.3 Requisitos del diseño.....	27
1.3.1 Ubicación y dimensiones.....	27
1.3.2 Altillo y puente grúa.....	28
1.3.3 Altura libre.....	29
1.3.4 Cerramiento.....	31
1.3.5 Cubierta.....	34
1.3.6 Pavimento industrial (solera y revestimiento).....	34
1.4 Alternativas en elección materiales nave.....	39
1.4.1 Materiales para la cubierta.....	39
1.4.1.1 Elección material según método valor medio ponderado.....	44
1.4.2 Material estructural y métodos de construcción.....	47
1.4.2.1 Hormigón armado o pretensado.....	48
1.4.2.1.1 Introducción y antecedentes.....	48
1.4.2.1.2 Propiedades del hormigón armado o pretensado.....	50
1.4.2.1.3 Métodos constructivos con hormigón armado o pretensado.....	52
1.4.2.2 Acero estructural.....	54
1.4.2.2.1 Introducción y antecedentes.....	54
1.4.2.2.2 Propiedades del acero estructural.....	58
1.4.2.2.3 Sistemas de construcción con acero estructural.....	61
1.4.2.3 Elección material mediante método valor medio ponderado.....	63
1.5 Descripción nave industrial (memoria técnica).....	66
1.5.1 Cargas consideradas.....	66
1.5.2 Propiedades de los materiales utilizados.....	68
1.5.3 Descripción piezas prefabricadas. Método cálculo.....	69
1.5.3.1 Pilares prefabricados.....	69
1.5.3.2 Jácena Peraltada armada B-36.....	74

1.5.3.3 Riostra frontal 50.....	76
1.5.3.4 Riostra central 50.....	79
1.5.3.5 Jácenas Thalasa de forjado.....	80
1.5.3.6 Placas de forjado alveolares.....	82
1.5.3.7 Paneles exteriores de cerramiento.....	84
1.5.3.8 Correas de cubierta.....	86
1.5.3.9 Otras piezas nave industrial.....	87
1.5.4 Resistencia al fuego de las piezas prefabricadas de la obra.....	90
1.6 Normas y referencias.....	91
1.6.1 Disposiciones legales y normas aplicadas.....	91
1.6.2 Páginas “web” utilizadas.....	91
1.6.3 Bibliografías.....	92
1.6.4 Programas de cálculo utilizados.....	93
1.7 Abreviaturas.....	94
2.- Anexos.....	98
2.1 Anexo 1 (Estudio geotécnico y movimiento tierras).....	104
2.1.1 Estudio geotécnico.....	105
2.1.1.1 Introducción.....	105
2.1.1.2 Categoría y tipo de terreno.....	105
2.1.1.3 Proceso de reconocimiento.....	106
2.1.1.3.1 Recogida de antecedentes y inspección previa superficial.....	107
2.1.1.3.2 Reconocimiento del terreno en profundidad in-situ.....	108
2.1.1.3.3 Ensayos en laboratorio.....	113
2.1.1.4 Resultado de los ensayos de campo.....	117
2.1.1.5 Niveles geotécnicos y cortes geológicos.....	118
2.1.1.6 Soluciones para las cimentaciones.....	121
2.1.2 Movimiento de tierras.....	125
2.1.2.1 Introducción.....	125
2.1.2.2 Trabajos a realizar en la parcela.....	125
2.1.2.2.1 Desbroce y explanación del terreno.....	126
2.1.2.2.2 Compactación del suelo.....	127
2.1.2.2.3 Excavación de los pozos y las riostras de la cimentación.....	129
2.2 Anexo 2 (Cálculos).....	131

2.2.1 Cargas variables en cubierta.....	132
2.2.1.1 Carga de nieve (introducción).....	132
2.2.1.1.1 Determinación de la carga de nieve.....	132
2.2.1.1.1.1 Valor carga de nieve sobre terreno horizontal.....	132
2.2.1.1.1.2 Coeficiente de forma de la cubierta.....	133
2.2.1.2 Carga del viento (introducción).....	135
2.2.1.2.1 Determinación acción del viento en cubierta.....	135
2.2.1.2.1.1 Presión dinámica del viento.....	135
2.2.1.2.1.2 Coeficiente de exposición.....	136
2.2.1.2.1.3 Coeficiente eólico o de presión.....	137
2.2.1.3 Carga de mantenimiento (introducción).....	139
2.2.1.3.1 Determinación de la carga de mantenimiento.....	139
2.2.2 Separación correas en cubierta.....	141
2.2.2.1 Determinación de los estados límite.....	141
2.2.2.2 Combinación de acciones.....	142
2.2.2.3 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).....	144
2.2.2.4 Verificación del Estado Límite Último (ELU).....	146
2.2.3 Aceleración sísmica.....	149
2.2.3.1 Introducción.....	149
2.2.3.2 Determinación de la aceleración sísmica de cálculo.....	149
2.2.3.2.1 Coeficiente adimensional de riesgo.....	150
2.2.3.2.2 Aceleración sísmica básica.....	151
2.2.3.2.3 Coeficiente de amplificación del terreno.....	152
2.2.3.2.3.1 Coeficiente de terreno.....	152
2.2.4 Acciones en los pilares.....	154
2.2.4.1 Introducción al programa de cálculo.....	154
2.2.4.2 Acción del viento en los pilares.....	154
2.2.4.2.1 Coeficiente de exposición.....	155
2.2.4.2.2 Coeficiente eólico o de presión.....	156
2.2.4.2.3 Ejemplo de cálculo de la acción del viento en los pilares.....	158
2.2.4.3 Acción del sismo en los pilares.....	159
2.2.4.3.1 Cantidad de fuerzas sísmicas a determinar en pilar.....	160
2.2.4.3.2 Determinación de los modos de vibración.....	160

2.2.4.3.2.1 Cálculo periodo fundamental construcciones.....	161
2.2.4.3.3 Cálculo del coeficiente sísmico adimensional.....	162
2.2.4.3.3.1 Determinación coeficiente de respuesta.....	163
2.2.4.3.3.2 Determinación del factor de distribución.....	163
2.2.4.3.3.3 Determinación del coeficiente de valor.....	164
2.2.4.3.4 Ejemplo de cálculo de la acción del sismo en los pilares.....	165
2.2.4.3.4.1 Determinación de las masas a considerar en punto "k"	166
2.2.4.3.4.2 Determinación de las " F_{ik} "	172
2.2.4.4 Acción del puente grúa en los pilares.....	173
2.2.4.4.1 Cálculo de la fuerzas del puente grúa.....	174
2.2.5 Verificación piezas nave industrial.....	177
2.2.5.1 Cálculo de las placas de forjado.....	177
2.2.5.1.1 Verificación del Estado Límite Último (ELU).....	177
2.2.5.1.1.1 Verificación del momento aplicado.....	178
2.2.5.1.1.2 Verificación del cortante aplicado.....	179
2.2.5.1.1.3 Verificación del rasante aplicado.....	181
2.2.5.1.2 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).....	182
2.2.5.1.2.1 Verificación del momento de fisuración.....	182
2.2.5.1.2.2 Verificación de la flecha máxima admisible.....	184
2.2.5.1.3 Verificación del Estado Límite de Durabilidad.....	185
2.2.5.1.4 Verificación de la resistencia al fuego.....	186
2.2.5.2 Cálculo de los paneles exteriores de cerramiento.....	190
2.2.5.2.1 Manipulación de los paneles exteriores verticales.....	190
2.2.5.2.1.1 Verificación del momento debido a su peso propio.....	191
2.2.5.2.1.2 Verificación del cortante debido a su peso propio.....	192
2.2.5.2.1.3 Verificación del momento de fisuración.....	194
2.2.5.2.2 Funcionamiento de los paneles exteriores verticales montados.....	195
2.2.5.2.2.1 Verificación del momento debido a la fuerza del viento.....	197
2.2.5.2.2.2 Verificación del cortante debido a la fuerza del viento.....	198
2.2.5.2.2.3 Verificación del momento de fisuración.....	200
2.2.5.2.3 Manipulación de los paneles exteriores horizontales.....	201
2.2.5.2.3.1 Verificación del momento debido a su peso propio.....	202
2.2.5.2.3.2 Verificación del cortante debido a su peso propio.....	203

2.2.5.2.3.3 Verificación del momento de fisuración.....	204
2.2.5.2.4 Funcionamiento de los paneles exteriores horizontales montados...	205
2.2.5.2.4.1 Verificación del momento debido al peso propio.....	207
2.2.5.2.4.2 Verificación del cortante debido al peso propio.....	207
2.2.5.2.4.3 Verificación momento fisuración debido al p. propio.....	208
2.2.5.2.4.4 Verificación del momento debido a la fuerza del viento.....	208
2.2.5.2.4.5 Verificación del cortante debido a la fuerza del viento.....	209
2.2.5.2.4.6 Verificación momento fisuración debido a fuerza viento....	210
2.2.5.3 Cálculo de las principales jácenas de cubierta “peraltadas”.....	211
2.2.5.3.1 Verificación del Estado Límite Último (ELU).....	212
2.2.5.3.1.1 Verificación del momento de cálculo aplicado.....	212
2.2.5.3.1.2 Verificación del cortante de cálculo aplicado.....	214
2.2.5.3.2 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).....	215
2.2.5.3.2.1 Verificación del momento de fisuración.....	216
2.2.5.3.2.2 Verificación de la flecha máxima admisible.....	217
2.2.5.4 Cálculo de los pilares.....	219
2.2.5.4.1 Comprobación valores programa “Dimensionamiento Pilares”.....	221
2.2.5.4.2 Verificación del Estado Límite Último (ELU).....	224
2.2.5.4.2.1 Verificación del momento de cálculo aplicado.....	225
2.2.5.4.2.2 Verificación del cortante de cálculo aplicado.....	226
2.2.5.4.3 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).....	227
2.2.5.4.3.1 Verificación del momento de fisuración.....	228
2.2.5.4.3.2 Verificación del desplazamiento horizontal en dirección Y...	229
2.2.5.4.4 Comparativa pilar nave industrial con y sin ampliación.....	229
2.2.6 Cálculo de la cimentación nave industrial.....	232
2.2.6.1 Cálculo de zapatas.....	232
2.2.6.1.1 Acciones a considerar y dimensionamiento inicial zapata.....	233
2.2.6.1.2 Comprobación del vuelco.....	234
2.2.6.1.3 Comprobación de la condición de zapata rígida.....	235
2.2.6.1.4 Comprobación al deslizamiento.....	235
2.2.6.1.5 Comprobación al hundimiento o de la tensión admisible terreno....	236
2.2.6.1.6 Cálculo de la armadura principal.....	237
2.2.6.1.7 Armadura del cáliz.....	240

2.2.6.2 Cálculo de vigas de atado “riostras de cimentación”.....	240
2.2.6.2.1 Predimensionado de la viga	241
2.2.6.2.2 Acciones a considerar en el cálculo de la viga.....	242
2.2.6.2.3 Cálculo de la armadura de la riostra.....	243
2.2.6.2.3.1 Verificación del cortante aplicado.....	244
2.2.6.2.3.2 Verificación momento fisuración debido a fuerza viento....	245
2.2.6.2.4 Verificación cuantía geométrica mínima armadura principal.....	245
2.2.7 Resultados según EHE-08 programas de cálculo.....	247
2.2.7.1 Placas alveolares de forjado.....	247
2.2.7.2 Jácena peraltada armada B-36.....	250
2.2.7.3 Pilares prefabricados.....	254
2.2.7.3.1 Reacciones pilares con futura ampliación.....	255
2.2.7.3.2 Reacciones pilares con futura ampliación	262
2.2.7.4 Riostra frontal 50.....	269
2.2.7.5 Riostra central 50.....	272
2.2.7.6 Jácena de forjado thalasa.....	277
2.3 Anexo 3 (Comparativa instrucciones EHE).....	278
2.3.1 Introducción a la instrucción EHE.....	279
2.3.2 Estudio comparativo de las instrucciones.....	279
2.3.3 Abreviaturas de la comparativa.....	314
2.4 Anexo 4 (Documentos de aplicación).....	318
2.4.1 Plan de seguridad y salud empresa constructora.....	319
2.4.2 Orden de carga.....	340
2.5 Anexo 5 (Fichas técnicas utilizadas).....	343
2.6 Anexo 6 (Tablas y figuras utilizadas).....	344
3.- Planos.....	356
3.1 Planos constructivos de la nave industrial.....	358
3.2 Fichas fabricación piezas en fábrica.....	359
4.- Pliego condiciones.....	360
4.1 Definición y alcance del pliego.....	364
4.2 Condiciones generales del pliego.....	367
4.2.1 Condiciones generales facultativas.....	367

4.2.1.1 Dirección facultativa.....	367
4.2.1.2 Obligaciones y derechos del contratista.....	369
4.2.1.3 Trabajos, materiales y medios auxiliares.....	371
4.2.1.3.1 Libro de órdenes.....	371
4.2.1.3.2 Replanteo, comienzo de los trabajos y plazo de ejecución.....	372
4.2.1.3.3 Trabajos defectuosos y modificación por causa de mayor fuerza ...	374
4.2.1.3.4 Obras y vicios ocultos.....	376
4.2.1.3.5 Materiales y medios auxiliares.....	377
4.2.1.3.6 Medidas de seguridad.....	378
4.2.1.4 Recepción provisional, plazo de garantía y recepción definitiva....	379
4.2.1.5 Casos no previstos en este pliego.....	381
4.2.2 Condiciones generales económicas.....	381
4.2.2.1 Base fundamental.....	381
4.2.2.2 Garantías de cumplimiento y finanzas.....	382
4.2.2.3 Penalizaciones.....	383
4.2.2.4 Precios y revisiones.....	384
4.2.2.5 Medición, valoración y abono de las unidades de obra.....	387
4.2.2.5.1 Generalidades.....	387
4.2.2.5.2 Composición de precios.....	388
4.2.2.5.3 Relaciones valoradas y certificaciones.....	391
4.2.2.5.4 Formas de abono de las obras.....	394
4.2.2.5.5 Liquidaciones.....	396
4.2.2.5.6 Pagos.....	397
4.2.2.5.7 Indemnización de daños causados por fuerza mayor.....	398
4.2.3 Condiciones generales legales.....	399
4.2.3.1 Arbitrio y jurisdicción.....	399
4.2.3.2 Responsabilidades legales del contratista.....	400
4.2.3.3 Subcontratas.....	404
4.2.3.4 Pago de arbitrios.....	404
4.2.3.5 Causas de rescisión del contrato.....	405
4.3 Pliego de condiciones técnicas particulares.....	407
4.3.1 Generalidades.....	407
4.3.1.1 Medición y valoración de las unidades de obra.....	407

4.3.1.2 Condiciones generales de seguridad e higiene en el trabajo.....	408
4.3.2 Comienzo de las obras.....	408
4.3.2.1 Replanteo.....	408
4.3.2.2 Limpieza del terreno.....	409
4.3.3 Movimiento de tierras.....	409
4.3.3.1 Excavaciones.....	409
4.3.3.1.1 Medición y valoración de las excavaciones.....	410
4.3.3.2 Vaciado de tierras.....	411
4.3.3.3 Rellenos.....	413
4.3.4 Cimentaciones.....	413
4.3.4.1 Hormigones.....	413
4.3.4.1.1 Medición y valoración del hormigón.....	414
4.3.4.1.2 Fabricación y puesta en obra del hormigón.....	415
4.3.4.1.3 Cimentaciones.....	419
4.3.4.2 Armaduras.....	421
4.3.4.2.1 Protección de las armaduras.....	422
4.3.5 Transporte y montaje estructura prefabricada.....	422
4.4 Pliego condiciones seguridad/salud particular.....	423
4.4.1 Objeto del presente pliego.....	423
4.4.2 Condiciones técnicas.....	423
4.4.2.1 Vigilante de seguridad e higiene.....	423
4.4.2.2 Condiciones de los medios de protección.....	424
4.4.2.3 Tareas del contratista.....	425
4.4.3 Condiciones facultativas.....	425
4.4.3.1 Identificación de la obra.....	425
4.4.3.2 Identificación del redactor del plan de seguridad y salud.....	426
4.4.3.3 Normativa legal de aplicación.....	426
4.4.3.4 Obligaciones de las partes implicadas.....	426
4.4.3.5 Servicio de prevención (Artículo 30 y 31 Ley 31/95).....	428
4.4.3.6 Parte de accidentes y deficiencias.....	430
4.4.3.7 Seguro de responsabilidad civil y todo riesgo.....	431
4.4.3.8 Formación e información de los trabajadores.....	431
4.4.4 Condiciones económicas.....	432

4.5 Transporte y montaje piezas prefabricadas.....	433
4.5.1 Orden de carga y transporte a obra.....	433
4.5.2 Tareas previas al inicio del montaje.....	436
4.5.3 Descarga/acopio piezas en obra (elección de grúa).....	438
4.5.4 Montaje de pilares.....	440
4.5.4.1 Herramientas necesarias.....	440
4.5.4.2 Descarga de los pilares.....	441
4.5.4.3 Inicio del montaje de los pilares.....	442
4.5.5 Montaje estructura cubierta.....	444
4.5.5.1 Elementos estructurales de cubierta y herramientas necesarias.....	444
4.5.5.2 Inicio del montaje de la cubierta.....	446
4.5.5.3 Pasos en el montaje de las jácenas de cubierta.....	446
4.5.5.4 Pasos en el montaje de las correas.....	450
4.5.5.5 Colocación del resto de piezas de cubierta.....	451
4.5.6 Montaje piezas de forjado.....	451
4.5.7 Montaje cerramiento exterior.....	452
4.5.7.1 Piezas de fachada y herramientas necesarias.....	452
4.5.7.2 Inicio del montaje del cerramiento.....	453
4.5.7.3 Pasos en el montaje de las paredes exteriores.....	454
4.5.7.3.1 Montaje de paredes verticales.....	454
4.5.7.3.2 Montaje de paredes horizontales.....	457
4.5.7.4 Montaje de los premarcos metálicos.....	460
4.5.8 Finalización montaje.....	460
4.5.8.1 Reparaciones de la estructura.....	461
4.5.8.2 Sellado.....	461
4.5.8.3 Montaje de la cubierta y realización del pavimento industrial.....	461
5.- Estado de mediciones.....	462
6.- Presupuesto.....	472
6.1 Cuadro de unitarios.....	474
6.2 Cuadro de descompuestos.....	477
6.3 Cuadro de parciales.....	491
6.4 Presupuesto general.....	500

0.2 ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1.1</i> Normativa vigentes del ayuntamiento de Vilamallà en la zona 5.1b.....	24
<i>Tabla 1.2</i> Clasificación de las actividades según riesgo incendio en Vilamallà.....	25
<i>Tabla 1.3</i> Admisibilidad de actividades según situación relativa en Vilamallà.....	26
<i>Tabla 1.4</i> Espesores según tipo de solera.....	35
<i>Tabla 1.5</i> Alternativas materiales de cubierta mediante valor medio ponderado.....	45
<i>Tabla 1.6</i> Valoración del factor “coste” mediante valor medio ponderado.....	64
<i>Tabla 1.7</i> Alternativas sistemas constructivos mediante valor medio ponderado.....	64
<i>Tabla 1.8</i> Sobrecargas en cubierta para la nave industrial.....	67
<i>Tabla 1.9</i> Sobrecargas en altillo para la nave industrial.....	67
<i>Tabla 1.10</i> Sobrecargas en falso techo para la nave industrial.....	67
<i>Tabla 1.11</i> Resistencia al fuego de las piezas de la nave industrial.....	90
<i>Tabla 2.1</i> Clasificación tipo de construcción.....	105
<i>Tabla 2.2</i> Número mínimo sondeos mecánicos.....	109
<i>Tabla 2.3</i> Distancia puntos reconocimiento.....	110
<i>Tabla 2.4</i> Profundidad puntos de sondeo.....	118
<i>Tabla 2.5</i> Profundidades y resultados SPT y extracción muestras inalteradas.....	118
<i>Tabla 2.6</i> Profundidades niveles.....	119
<i>Tabla 2.7</i> Parámetros característicos.....	119
<i>Tabla 2.8</i> Valor carga de nieve sobre terreno horizontal.....	133
<i>Tabla 2.9</i> Valor coeficiente exposición según entorno y altura.....	136
<i>Tabla 2.10</i> Valor parámetros según entorno.....	137
<i>Tabla 2.11</i> Valores presión/succión en cubierta según zona.....	138
<i>Tabla 2.12</i> Clasificación cubiertas según categoría de uso.....	140
<i>Tabla 2.13</i> Clase general de exposición en correas.....	142
<i>Tabla 2.14</i> Coeficiente simultaneidad acciones.....	145
<i>Tabla 2.15</i> Coeficiente parciales seguridad acciones.....	147
<i>Tabla 2.16</i> Coeficientes del terreno.....	153
<i>Tabla 2.17</i> Resultado coeficiente de exposición según altura.....	155
<i>Tabla 2.18</i> Valores presión/succión en fachada según zona.....	157
<i>Tabla 2.19</i> Resultado coeficiente presión/succión según dirección/sentido viento....	158
<i>Tabla 2.20</i> Cálculo acción viento (+Y) en pilares F-5 y A-5.....	158

<i>Tabla 2.21</i> Valores del coeficiente de respuesta.....	163
<i>Tabla 2.22</i> Factor distribución según planta.....	164
<i>Tabla 2.23</i> Clase general de exposición en forjado.....	183
<i>Tabla 2.24</i> Estabilidad al fuego de elementos estructurales portantes.....	187
<i>Tabla 2.25</i> Distancia nominal y canto placa mínimos según R.....	187
<i>Tabla 2.26</i> Corrección " Δa_{si} " recubrimiento armaduras.....	188
<i>Tabla 2.27</i> Clase general de exposición en paneles.....	194
<i>Tabla 2.28</i> Clase general de exposición peraltada "B-36".....	216
<i>Tabla 2.29</i> Resultado acciones (sin mayorar) en pilar AL sin ampliación.....	221
<i>Tabla 2.30</i> Resultado acciones (sin mayorar) en pilar AL con ampliación.....	221
<i>Tabla 2.31</i> Clase general de exposición en pilares.....	228
<i>Tabla 2.32</i> Clase general de exposición en viga de atado.....	245

0.3 ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.1</i> Plano de situación de la parcela de la nave industrial, según POUM.....	24
<i>Figura 1.2</i> Puente Grúa Birrail.....	29
<i>Figura 1.3</i> Puente Grúa Monorraíl.....	30
<i>Figura 1.4</i> Detalle y características puente grúa monorraíl VINCA.....	30
<i>Figura 1.5</i> Sistema cajón y sistema seguir pendiente.....	32
<i>Figura 1.6</i> Dimensiones máximas de circulación.....	33
<i>Figura 1.7</i> Detalle de la solera de la nave industrial.....	37
<i>Figura 1.8</i> Detalle juntas de retracción.....	38
<i>Figura 1.9</i> Detalle juntas de aislamientos.....	38
<i>Figura 1.10</i> Chapas perfiladas planas y curvas.....	39
<i>Figura 1.11</i> Panel tipo sándwich.....	40
<i>Figura 1.12</i> Solape transversal de los paneles sándwich.....	41
<i>Figura 1.13</i> Tipos de planchas de fibrocemento.....	42
<i>Figura 1.14</i> Teja plana, teja curva y teja mixta.....	44
<i>Figura 1.15</i> Detalle panel PACESA PC-1000.....	46
<i>Figura 1.16</i> Lucernarios en cubierta.....	47
<i>Figura 1.17</i> Hormigón armado.....	48
<i>Figura 1.18</i> Sistemas constructivos SXIX.....	49
<i>Figura 1.19</i> Detalle armadura viga hormigón armado.....	49
<i>Figura 1.20</i> Detalle del proceso de pretensado.....	50
<i>Figura 1.21</i> Construcción de hormigón in-situ y prefabricado.....	53
<i>Figura 1.22</i> Torre Eiffel.....	55
<i>Figura 1.23</i> Detalle Alto horno.....	56
<i>Figura 1.24</i> Detalle convertidor oxígeno.....	56
<i>Figura 1.25</i> Esquema del proceso de obtención del acero laminado.....	58
<i>Figura 1.26</i> Detalle cubierta sistema Villoor 2 banco.....	62
<i>Figura 1.27</i> Detalle cubierta sistema Polifort.....	63
<i>Figura 1.28</i> Sección pilares en nave industrial.....	69
<i>Figura 1.29</i> Tipos cartelas en pilares nave industrial.....	71
<i>Figura 1.30</i> Detalle cabezales pilares en nave industrial.....	72
<i>Figura 1.31</i> Detalle jácena peraltada B-36.....	74

<i>Figura 1.32</i> Recorte aleta y recorte canal.....	75
<i>Figura 1.33</i> Detalle riostra frontal.....	77
<i>Figura 1.34</i> Detalle riostra central.....	79
<i>Figura 1.35</i> Tipos de jácenas de forjado (corte de la sección).....	80
<i>Figura 1.36</i> Placas alveolares.....	82
<i>Figura 1.37</i> Detalle perfil longitudinal placa alveolar.....	83
<i>Figura 1.38</i> Detalle unión paneles.....	85
<i>Figura 1.39</i> Acabados disponibles para el cerramiento exterior.....	85
<i>Figura 1.40</i> Correa maciza y tubular.....	87
<i>Figura 1.41</i> Canal prefabricado de hormigón.....	88
<i>Figura 1.42</i> Placa cortafuegos prefabricada de hormigón.....	89
<i>Figura 1.43</i> Premarco metálico.....	90
<i>Figura 2.1</i> Fotografía terreno parcela nave industrial.....	108
<i>Figura 2.2</i> Sonda TP-30/LR.....	108
<i>Figura 2.3</i> Esquema ensayo SPT.....	111
<i>Figura 2.4</i> Detalle tomamuestras SPT.....	111
<i>Figura 2.5</i> Análisis por tamizado.....	114
<i>Figura 2.6</i> Esquema límites de Atterberg.....	115
<i>Figura 2.7</i> Cuchara Casagrande.....	115
<i>Figura 2.8</i> Detalle Prensa.....	116
<i>Figura 2.9</i> Corte geológico S-1/S-3.....	120
<i>Figura 2.10</i> Corte geológico S-1/S-4.....	120
<i>Figura 2.11</i> Corte geológico S-1/S-2.....	120
<i>Figura 2.12</i> Detalle cimientto directo.....	123
<i>Figura 2.13</i> Detalle de pilotaje.....	123
<i>Figura 2.14</i> Detalle apoyo pared en riostra.....	124
<i>Figura 2.15</i> Retroexcavadora RC8.....	127
<i>Figura 2.16</i> Compactador R712.....	128
<i>Figura 2.17</i> Compactación estática y por vibración.....	129
<i>Figura 2.18</i> Componentes retroexcavadora.....	130
<i>Figura 2.19</i> Detalle limahoya.....	134
<i>Figura 2.20</i> Detalle planta cubierta.....	138
<i>Figura 2.21</i> Detalle alzado cubierta.....	138

<i>Figura 2.22</i> Detalle apoyo correos en jácenas.....	143
<i>Figura 2.23</i> Mapa sísmico de la norma sismorresistente.....	151
<i>Figura 2.24</i> Direcciones y sentido del viento considerados.....	156
<i>Figura 2.25</i> Detalle planta fachada.....	157
<i>Figura 2.26</i> Detalle alzado fachada.....	157
<i>Figura 2.27</i> Área influencia viento (por intereje) en pilar eje 4.....	157
<i>Figura 2.28</i> Detalle acción viento (+Y) en pilares F-5 y A-5.....	159
<i>Figura 2.29</i> F_{ik} en pilar.....	160
<i>Figura 2.30</i> Modos de vibración para una estructura de pisos.....	161
<i>Figura 2.31</i> Espectro respuesta elástica (método simplificado).....	164
<i>Figura 2.32</i> F_{ik} para +X.....	165
<i>Figura 2.33</i> Secciones pilares.....	167
<i>Figura 2.34</i> Fuerzas puente grúa.....	173
<i>Figura 2.35</i> Separación ruedas Puente grúa.....	173
<i>Figura 2.36</i> Diagrama esfuerzos verticales en caso 1.....	175
<i>Figura 2.37</i> Diagramas esfuerzos verticales en caso 2.....	175
<i>Figura 2.38</i> Detalle longitud de comprobación del cortante.....	180
<i>Figura 2.39</i> Sección de una placa de forjado de canto 30cm.....	185
<i>Figura 2.40</i> Situación de las armaduras en placa forjado 30.7.....	189
<i>Figura 2.41</i> Ganchos elevación y acción peso propio en manipulación paneles.....	191
<i>Figura 2.42</i> Detalle acción viento (+Y) en pared AA-575.....	195
<i>Figura 2.43</i> Fuerzas a considerar en pared AA-575 montada.....	196
<i>Figura 2.44</i> Sección en planta del armado en panel vertical.....	197
<i>Figura 2.45</i> Área sección central de estudio panel.....	197
<i>Figura 2.46</i> Fuerzas en paneles horizontales montados.....	205
<i>Figura 2.47</i> Fuerza debida al peso propio del panel horizontal.....	206
<i>Figura 2.48</i> Sección longitudinal del armado en panel horizontal.....	206
<i>Figura 2.49</i> Aproximación en el cálculo de la jácena de cubierta “B-36”.....	211
<i>Figura 2.50</i> Otras cargas a considerar en comprobación jácena peraltada.....	213
<i>Figura 2.51</i> Sistema de referencias.....	220
<i>Figura 2.52</i> Acciones pilar AL.....	221
<i>Figura 2.53</i> Diagrama interacción pilar AL nave con ampliación y sin ampliación..	230

<i>Figura 2.54</i> Dimensiones zapata pilar.....	234
<i>Figura 2.55</i> Vuelo zapata.....	235
<i>Figura 2.56</i> Distribución tensiones.....	236
<i>Figura 2.57</i> Distribución tensiones según ley triangular.....	237
<i>Figura 2.58</i> Canto útil zapata.....	238
<i>Figura 2.59</i> Detalle armado cáliz pilar.....	240
<i>Figura 2.60</i> Predimensionamiento riostra de cimentación.....	241
<i>Figura 2.61</i> Diagrama esfuerzos en riostra.....	243
<i>Figura 2.62</i> Detalle armado riostra.....	243
<i>Figura 4.1</i> Pasos del montaje de la nave industrial.....	435
<i>Figura 4.2</i> Trailer y extensible.....	436
<i>Figura 4.3</i> Detalle bulón montaje.....	440
<i>Figura 4.4</i> Detalle bulón descarga y espada.....	441
<i>Figura 4.5</i> Detalle elevación pilar.....	442
<i>Figura 4.6</i> Detalle falcado pilar.....	443
<i>Figura 4.7</i> Detalle jácena peraltada B-36.....	445
<i>Figura 4.8</i> Seguridad en cubierta.....	446
<i>Figura 4.9</i> Detalle montaje peraltada B-36.....	448
<i>Figura 4.10</i> Detalle aplomado con tractel.....	449
<i>Figura 4.11</i> Repartimiento de correas.....	450
<i>Figura 4.12</i> Detalle juego entrevigar para viga canto 26cm.....	451
<i>Figura 4.13</i> Montaje jácenas.....	452
<i>Figura 4.14</i> Montaje de las placas forjados.....	452
<i>Figura 4.15</i> Elevación panel vertical.....	454
<i>Figura 4.16</i> Fijación panel vertical.....	455
<i>Figura 4.17</i> Detalle sujeción panel con el pavimento de la nave.....	456
<i>Figura 4.18</i> Detalle poliestirolo para sujeción panel.....	458
<i>Figura 4.19</i> Detalle premarco metálico.....	460

1.- MEMORIA

HOJA DE IDENTIFICACIÓN

Título del proyecto.

Diseño de una nave industrial sin uso específico en la localidad de Vilamalla

Emplazamiento geográfico nave industrial.

Calle Llevan 19-21 del polígono industrial “Pont del Príncep”, Vilamalla (Alt Empordà)

Promotor.

El presente proyecto es un proyecto de final de carrera de la Escuela Politécnica Superior de la universidad de Lleida, más concretamente de la carrera de Ingeniería Técnica Industrial especialidad en Mecánica, por lo que consideraremos ésta como el promotor de la nave industrial

El director del proyecto es **Ramon Grau Lanau** (correo ramongra@gmail.com)

Técnico y autor del proyecto.

Nombre: Ramon Andreu Camarasa

Título: “Ingeniero Técnico Industrial”

Colegio: ***** **Nº:** *****

DNI: 43747027-S

Dirección profesional: C/ Alfred Pereña Nº 54 Ático 1ª

Teléfono de contacto: 606.211.893

Correo electrónico: randreu@hotmail.com

Firma del autor

ÍNDICE DE LA MEMORIA

<i>1.1 Objeto y alcance del proyecto.....</i>	21
<i>1.2 Antecedentes.....</i>	23
1.2.1 Introducción.....	23
1.2.2 Consideraciones en diseño nave industrial.....	23
<i>1.3 Requisitos del diseño.....</i>	27
1.3.1 Ubicación y dimensiones.....	27
1.3.2 Altillo y puente grúa.....	28
1.3.3 Altura libre.....	29
1.3.4 Cerramiento.....	31
1.3.5 Cubierta.....	34
1.3.6 Pavimento industrial (solera y revestimiento).....	34
<i>1.4 Alternativas en elección materiales nave.....</i>	39
1.4.1 Materiales para la cubierta.....	39
1.4.1.1 Elección material según método valor medio ponderado.....	44
1.4.2 Material estructural y métodos de construcción.....	47
1.4.2.1 Hormigón armado o pretensado.....	48
1.4.2.1.1 Introducción y antecedentes.....	48
1.4.2.1.2 Propiedades del hormigón armado o pretensado.....	50
1.4.2.1.3 Métodos constructivos con hormigón armado o pretensado.....	52
1.4.2.2 Acero estructural.....	54
1.4.2.2.1 Introducción y antecedentes.....	54
1.4.2.2.2 Propiedades del acero estructural.....	58
1.4.2.2.3 Sistemas de construcción con acero estructural.....	61
1.4.2.3 Elección material mediante método valor medio ponderado.....	63
<i>1.5 Descripción nave industrial (memoria técnica).....</i>	66
1.5.1 Cargas consideradas.....	66
1.5.2 Propiedades de los materiales utilizados.....	68
1.5.3 Descripción piezas prefabricadas. Método cálculo.....	69
1.5.3.1 Pilares prefabricados.....	69
1.5.3.2 Jácena Peraltada armada B-36.....	74
1.5.3.3 Riostra frontal 50.....	76

1.5.3.4 Riostra central 50.....	79
1.5.3.5 Jácenas Thalasa de forjado.....	80
1.5.3.6 Placas de forjado alveolares.....	82
1.5.3.7 Paneles exteriores de cerramiento.....	84
1.5.3.8 Correas de cubierta.....	86
1.5.3.9 Otras piezas nave industrial.....	87
1.5.4 Resistencia al fuego de las piezas prefabricadas de la obra.....	90
<i>1.6 Normas y referencias.....</i>	<i>91</i>
1.6.1 Disposiciones legales y normas aplicadas.....	91
1.6.2 Páginas “web” utilizadas.....	91
1.6.3 Bibliografías.....	92
1.6.4 Programas de cálculo utilizados.....	93
<i>1.7 Abreviaturas.....</i>	<i>94</i>

1.1 OBJETO Y ALCANCE DEL PROYECTO.

El objeto del presente proyecto es el de diseñar la estructura de una nave industrial, para su posible venta o alquiler, en una parcela situada en el polígono industrial “Pont del Príncep” en la localidad de Vilamalla, población que se encuentra en el “Alt Empordà” a muy pocos kilómetros de Figueres.

La parcela ocupa una superficie total de $3456 m^2$, tal y como figura en los planos de ocupación del solar, y consideraremos que dispone de abastecimiento de agua, red de saneamiento y suministro de energía para los trabajos que se tengan que realizar in-situ. El terreno está limitado por el norte, este y oeste con otras parcelas ya edificadas, y por el sur con la calle Llevan, la cual será la vía de acceso a la obra para la maquinaria y el personal.

Para realizar dicha nave se tendrá que estudiar, previo diseño de la misma, los distintos tipos de materiales estructurales que actualmente nos ofrece el mercado, eligiendo el más adecuado para nuestro caso en concreto, así como analizar el sistema de cimentación que más se adapta a los elementos estructurales utilizados y a los datos geotécnicos del terreno.

Una vez elegido los elementos estructurales se procederá a su descripción y a la comprobación de la capacidad resistente de los principales, teniendo en cuenta la normativa vigente en el sector y las cargas variables y permanentes aplicadas. Finalmente se hará, teniendo en cuenta el tipo de estructura utilizada, la elección y el seguimiento del proceso de montaje y de los sistemas de seguridad necesarios que hay que cumplir.

Hay que destacar que contemplaremos la posibilidad de realizarse una futura ampliación en la nave industrial, de dimensiones y características idénticas a la inicial, teniendo en cuenta de no superar la normativa vigente del ayuntamiento de Vilamalla en lo que a la ocupación del terreno se refiere.

No se considera objeto del proyecto el diseño y el cálculo de las distintas instalaciones, como la eléctrica y la de saneamiento, así como la realización de los acabados interiores y la colocación de las puertas y ventanas, ya que al tratarse de una nave sin uso específico, dependerá estrechamente de la actividad que se vaya a realizar.

También hay que indicar que en el proyecto no tendremos en cuenta la normativa vigente sobre sistemas de protección contra incendios y de evacuación, debido a que, como sucede para el diseño de las instalaciones y la realización de los acabados interiores, también depende de la actividad que se implante en la nave.

1.2 ANTECEDENTES

1.2.1 INTRODUCCIÓN

Como ya hemos indicado en el punto **1.1**, el objetivo del presente proyecto es el de diseñar la estructura de una nave industrial en una parcela de la localidad de Vilamallà, por lo que el primer paso a realizar tiene que ser el de definir la nave a construir, indicando en todo momento nuestras necesidades estructurales. De esta forma podremos hacer el estudio de los distintos materiales que pueden conformar la estructura de nuestra nave y elegir el que mejor se adapta a esas necesidades.

1.2.2 CONSIDERACIONES EN DISEÑO NAVE INDUSTRIAL

Como se ha mencionado anteriormente la nave industrial que realizamos no tiene un uso específico, sino que es para su posible venta o alquiler. Por eso motivo tenemos que intentar que esta disponga de todos los elementos necesarios para cualquier actividad que se vaya a realizar en su interior.

También hay que tener en cuenta que se tienen que cumplir el conjunto de normativas que el ayuntamiento de Vilamallà impone para construir en una parcela de su polígono, y que tiene que estar preparada para una futura ampliación, en caso de necesitar más espacio para realizar la actividad de la empresa que la compre o alquile.

Las normas vigentes del ayuntamiento de Vilamallà que nos afectan para poder diseñar la nave industrial, obtenidas de su plan de ordenación urbanística (POUM) del octubre de 2008, vienen determinadas según la zona donde está localizada la obra en el municipio. Estas zonas están determinadas en los planos de urbanización de la población, y en nuestro caso en concreto tenemos que, observando el siguiente mapa (ver *figura 1.1*), la nave se encuentra localizada en la zona 5.1.b del polígono industrial “Pont del Príncep”, por lo que tendremos que utilizar la normativa indicada para ese sector.



Figura 1.1. Plano de situación de la parcela de la nave industrial, según POUM.

La normativa vigente para ese sector la podemos obtener de forma resumida en la siguiente tabla:

Clau	Parcel·la mínima	Façana mínima	Alçada reguladora	Sostre	Ocupació màxima	Densitat	Alineacions (*)
5.1a	800 m ²	16 m	9,6 m B+1	1,2m ² /m ²	75 %	1 c/p	10/0/0
5.1a*	800 m ²	16 m	9,6 m B+1	1,2m ² /m ²	75 %	1 c/p	10/0/0
5.1b	500 m ²	16 m	9,6 m B+1	1,2m ² /m ²	80 %	1 e/p (**)	5 / 0 / 0

(*) c / v / f = separació en metres, de l'edificació a carrer / veïns / fons

(**) en les parcel·les on actualment existeixi més d'una activitat es permetrà la seva continuïtat i el canvi de titular sens, però, modificar les edificacions i volumetria existents

Tabla 1.1. Normativas vigentes del ayuntamiento de Vilamallá en la zona 5.1b

Siendo:

- Parcela mínima, la unidad de suelo de dimensiones mínimas que puede resultar apta para la edificación, las cuales serán indivisibles.
- Fachada mínima, mínima anchura de la fachada permitida.
- Altura reguladora máxima, medida vertical, en el plano exterior de la fachada, que fija la altura límite desde el punto de referencia, en nuestro caso la calle Llevant, hasta el plano horizontal donde empieza la cubierta. En este

apartado también hace referencia al nombre máximo de plantas transitables que se permite construir dentro la altura máxima, incluida la planta baja y las plantas piso. Esta norma no abarca el falso techo que se pone usualmente en las oficinas para una mayor confortabilidad y acabado, al no considerarse éste una superficie transitable.

- Techo, factor que fija la relación entre la superficie de techo edificable y la superficie de suelo de una parcela. Se expresa en metros cuadrados de techo edificable dividido por metros cuadrados de suelo ($\frac{m^2_{techo}}{m^2_{suelo}}$). Esta norma abarca el falso techo de las oficinas.
- Ocupación máxima, porcentaje máximo edificable respecto la superficie total de parcela que disponemos.
- Densidad, cociente que fija la relación entre el número de edificaciones que se pueden realizar en una parcela.
- Alineación, es la línea de separación entre la calle, o otros espacios públicos, y las parcelas y solares de titularidad pública o privada.

También tenemos que tener en cuenta que, aunque se vaya a realizar una nave industrial si uso específico, éste quedará limitado a actividades con un riesgo intrínseco bajo, ya que según el POUM del ayuntamiento de Vilamallà, para una nave situada en la situación relativa 4 (zonas industriales separadas del núcleo urbano), no se permite mayor riesgo intrínseco, tal y como podemos observar en las siguientes tablas:

Nivell	Qualificació	Càrrega de foc ponderada(Qp del local en Mcal/m²)
1	Baix	Qp < 100
2		100 < Qp < 200
3	Mig	200 < Qp < 300
4		300 < Qp < 400
5		400 < Qp < 800
6	Alt	800 < Qp < 1600 1600 < Qp < 3200 3200 > Qp
7		
8		

Tabla 1.2. Clasificación de las actividades según riesgo incendio en Vilamallà

Situació relativa:	Risc intrínsec							
	1	2	3	4	5	6	7	8
0	x							
1	x	x						
2	x							
3	x							
4	x	x						
5	x	x						
6	x	x	x	x				
7	x	x	x	x	x	x	X	x
8	x	x	x	x	x	x	X	x
9	x	x	x	x	x	x	X	x

Tabla 1.3. Admisibilidad de actividades según situación relativa en Vilamallà

Teniendo en cuenta las anteriores normativas e indicaciones, procedemos al diseño de la nave industrial.

1.3 REQUISITOS DEL DISEÑO

1.3.1 UBICACIÓN Y DIMENSIONES

La nave industrial a realizar está ubicada en una parcela del polígono industrial “Pont del Princep” de 54m de ancha por 64m de longitud, es decir, con una superficie total de $3456m^2$ limitada por el norte, este y oeste con parcelas edificadas y por el sur con la calle Llevan.

La superficie total de ocupación de la parcela, teniendo en cuenta la normativa vigente del ayuntamiento de Vilamalla, no puede ser superior al 60% de la totalidad de la superficie existente, por lo que tenemos que:

$$3456m^2 \cdot 0.6\% = 2073.6m^2 \geq Superficie_{edificada}$$

Teniendo en cuenta la anterior ecuación, y considerando que la nave industrial tiene que estar preparada para una futura ampliación de características similares a la inicial, definimos que la nave a realizar será rectangular, de 20m de ancha por 50m de longitud, es decir, con una superficie edificable de $1000m^2$, cumpliendo también de esta forma la normativa de anchura mínima de fachada, ya que tenía que ser $> 15m$.

En caso de realizarse la futura ampliación, la superficie edificada será aproximadamente $2000m^2$, valor inferior al permitido por la ocupación de la parcela y por el cual aprovechamos prácticamente la totalidad del espacio permitido.

Se tratará de una nave diáfana separada de los linderos del solar por un acceso rodado mínimo a los 5m de anchura a lo largo de todo el perímetro de la parcela, el que, a parte de cumplir los requisitos del ayuntamiento de Vilamalla en lo que a la separación mínima se refiere, nos evitará tener que definir el sistema de protección para la propagación de las llamas con las otras edificaciones de las parcelas colindantes y nos evitará problemas en la construcción de la nave por temas de accesibilidad (para ver más detalle sobre la ocupación de la parcela observar el plano **2** que se encuentra en el apartado **3.1** del proyecto).

La separación entre pórticos vendrá determinada por motivos económicos, eligiendo la solución más barata que el material y el sistema estructural elegido nos permita. Además intentaremos evitar siempre que sea posible la existencia de elementos estructurales intermedios, como pilares en el centro de la nave, ya que pueden dificultar el paso de los vehículos y el movimiento de mercancías.

1.3.2 ALTILLO Y PUENTE GRÚA

La nave industrial, al tener que estar preparada para cualquier actividad que se vaya a realizar en ella, la diseñaremos para que pueda soportar un puente grúa, construyendo también un altillo para posibles oficinas o despachos.

El altillo para las oficinas estará orientado a la cara sur de la nave industrial, dando a la calle de acceso Llevan, con una superficie útil de aproximadamente 127 m^2 ($9.6\text{m} \times 13.2\text{m}$). En la fachada se preverá una ventana corrida para disponer de luz natural y aprovechar de esta forma la luz solar al máximo. Hay que tener en cuenta que también realizaremos un falso techo para el altillo el cual, al no tratarse de una superficie transitable, no se contabiliza como un segundo nivel, cumpliendo de esta forma el número máximo de plantas que se nos permite (B+1).

Hay que destacar que aunque la realización de la escalera no es objeto del proyecto al considerarse su construcción en la fase de acabados interiores, supondremos que se situará al exterior de la zona del altillo, tal y como se puede observar en el plano 7 “Planta forjado I (Ref.)” del apartado 3.1, por lo que al realizarse el acceso por un lateral no tendremos que dejar previsto ningún hueco de escalera.

La estructura la calcularemos para que pueda soportar un puente grúa de 3.2 toneladas, el cual nos permitirá el manejo de maquinaria pesada de forma que pueda ser acercada al lugar de trabajo que corresponda directamente de la puerta principal de la nave. Hay que tener en cuenta que la carga del puente grúa puede variar dependiendo la actividad que se realice en su interior, aunque por las dimensiones de la nave a realizar consideramos que con esta carga hay más que suficiente (en caso de necesitar más

tonelaje para el puente grúa se tendría que reforzar la estructura mediante perfiles metálicos, aunque este apartado ya no es abarcado en el presente proyecto).

1.3.3 ALTURA LIBRE

Para definir la altura libre de la nave, conocida ésta como la distancia que hay entre el pavimento acabado y la parte inferior de los elementos estructurales de cubierta de la edificación, tenemos que tener en cuenta de no sobrepasar la altura reguladora indicada en el punto **1.2.2**, es decir, de 9.6m, y que ésta sea lo suficientemente elevada para que pueda realizarse el altito y para el paso del puente grúa de 3.2T.

En los artículos 20 y 22 del plan de ordenación urbanística municipal del ayuntamiento de Vilamallà (POUM) del octubre del 2008, nos indica que la altura mínima permitida en planta baja y en la planta piso será de 3m i de 2.5m respectivamente, valores que aplicaremos en la construcción de la nave.

Por lo que se refiere al puente grúa, al indicarse en el presente proyecto que la estructura estará preparada para soportarlo, tenemos que estudiar los distintos tipos de puentes grúa que nos ofrece el mercado, y de esta forma asegurar que, en caso de necesidad, no tendríamos ningún problema para su ejecución debido a sus dimensiones.

Para realizar este estudio nos hemos basado en las dos clases más utilizadas de puentes grúa que nos ofrece la casa VINCA:

- Puente grúa Birrail → Las grúas birrailes permiten manipular pesos con precisión y seguridad, siendo la configuración ideal para grandes luces y altas potencias de elevación. Disponen de doble velocidad en todos los movimientos (elevación, traslación del carro y puente) y están equipados con polipastos VINCA-SWF de cable (ver *figura 1.2*)



Figura 1.2. Puente Grúa Birrail

- Puente grúa Monorraíl → El puente grúa monorraíl es una solución eficaz para mover cargas cuando resulta necesario aprovechar toda la altura disponible del local y el edificio no es extremadamente ancho. Disponen de doble velocidad en todo los movimientos (elevación, translación del carro y del puente) y están equipados con polipastos NOVA de cable de altura reducida (ver *figura 1.3*)



Figura 1.3. Puente Grúa Monorraíl

Analizando los dos tipos de puente grúa anteriormente nombrados, deducimos que para las dimensiones de nuestra nave industrial, las grúas monorraíles ofrecen soluciones más sencillas para mover cargas, ya que estas requieren el menor gálibo (o menor pérdida de altura) y permiten alcanzar la máxima altura de gancho. Además resulta muy conveniente aprovechar toda la altura disponible y, para ello, los polipastos de Altura Reducida son los adecuados.

En el siguiente detalle (ver *figura 1.4*) podemos ver las características técnicas y dimensiones de un puente grúa monorraíl de 3.2T y con una luz de 20m, valor próximo al requerido en nuestra nave industrial a realizar, el cual tiene que ser de 18.4m:

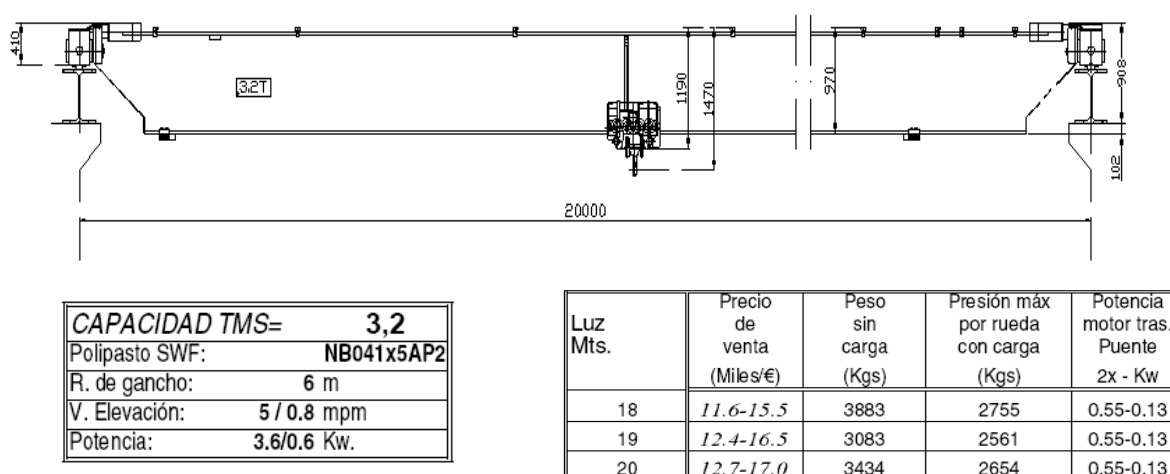


Figura 1.4. Detalle y características puente grúa monorraíl VINCA

Como podemos observar, el puente grúa nos exige desde su punto de apoyo un paso inferior y superior mínimo de 10.2cms y 90.8cms respectivamente, por lo que tendremos que tener en cuenta estos valores para definir correctamente la altura libre de la nave.

Teniendo en cuenta todas las indicaciones anteriores definimos que la altura libre de la nave será de 8m, valor por el cual cumplimos la normativa del POUM del octubre del 2008 en lo que a alturas se refiere, ya que tenemos una altura reguladora de $8.92\text{m} < 9.6\text{m}$, y permitimos el paso del puente grúa sin problemas (tal y como se puede observar en el plano **11** “Sección (sin ampliación)” del apartado **3.1** del proyecto).

1.3.4 CERRAMIENTO

En lo que al cerramiento exterior se refiere, a parte de tener que cumplir las dimensiones mínimas de fachada establecida, el POUM del octubre del 2008 nos indica que su composición será libre, sin perjuicio de mejorar su integración con el entorno debido al color, material y acabados.

Esto significa que para la definición del cerramiento nos tendremos que basar en cuestiones estéticas, constructivas y económicas. Por ese motivo es conveniente definir una serie de requisitos a cumplir y de esta forma poder diseñar la modulación de fachada que más se adapte a nuestras necesidades.

Hay que tener en cuenta que el tipo de cristales y puertas que se vayan a instalar en la nave industrial no es ámbito del proyecto, ya que estos pueden variar según la actividad que se vaya a realizar en el interior, aunque sí que lo es el hecho de justificar el motivo de los huecos dejados en el cerramiento.

Los requisitos a cumplir son:

1. El cerramiento de la nave se realizará utilizando el sistema conocido como a “cajón”, por el cual todas las fachadas tienen la misma altura quedando escondida en todo momento la cubierta de la nave. Éste, a diferencia del sistema “seguir pendiente” que como su nombre indica va siguiendo la pendiente de la

cubierta, es algo más caro, ya que hay algunos metros cuadrados mas de fachada, aunque, a nivel personal, es mucho más estético, un factor importante teniendo en cuenta que la nave es para su venta o alquiler.

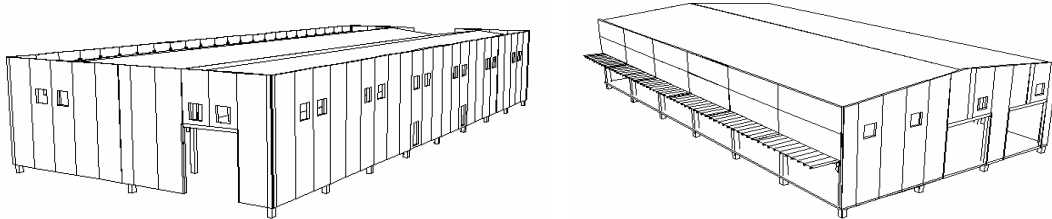


Figura 1.5. Sistema cajón (izquierda) y sistema seguir pendiente (derecha)

2. El cerramiento estará realizado con el mismo material que el resto de la estructura de la nave, evitando así posibles problemas entre uniones de los distintos elementos estructurales. Queda excepto de este requisito los huecos previstos para las ventanas y para las puertas de acceso.

3. Sólo se preverá una ventana corrida en la zona del altillo de la fachada sur de 1.20m de altura y con un antepecho de 1.25m, ya que es donde es más necesaria la utilización de la luz solar para la actividad que se realiza (oficinas). Para dar luz natural al resto de la nave utilizaremos lucernarios en cubierta, los cuales son explicados en el punto **1.4.1.1**, reduciendo así el peligro por robo.

4. Al estar limitada nuestra nave industrial por el norte, este y oeste por parcelas ya edificadas, el impacto visual de estas fachadas es mínimo, por el que la elección del color y de la modulación de éstas vendrá determinada por cuestiones económicas, eligiendo la mas barata que nos ofrezca el sector. Por otra parte en la fachada sur, al considerarse ésta como la principal al limitar con la única calle de acceso a la nave, nos basaremos en cuestiones estéticas, utilizando una modulación y color que mejore su acabado.

5. Preveremos accesos en cada una de las fachadas, exceptuando en la prevista para futura ampliación (fachada este), lo suficientemente grandes como para evitar problemas en caso de que se necesite permitir la entrada y salida de algún

tipo de vehículo. Además, en la fachada sur (principal), para evitar que la circulación de personas se realice por el mismo acceso que el de vehículos, se dejará un hueco para una puerta peatonal en la zona inferior del altillo, el cual sería conveniente que estuviera preparado para el acceso de personas en sillas de ruedas.

Teniendo en cuenta que el límite de altura de circulación de un vehículo está establecido en 4m y su anchura en 2.55m (ver **figura 1.6**), definimos que:

- Los huecos para las puertas de acceso de los vehículos tendrá una altura libre de 5m de altura (dependiendo el tipo de puerta que se quiera instalar puede verse reducida la altura libre asta en 0.50m, como en el caso de las puertas abatibles) y una anchura $> 2.55\text{m}$, la cual vendrá determinada por la modulación de la fachada, siendo igual a 4.75m.



Figura 1.6. Dimensiones máximas de circulación

Teniendo en cuenta que el documento básico SU “Seguridad de utilización” del CTE, el cual nos indica que en los umbrales de las puertas la altura libre mínima será de 2m y el código de accesibilidad de Cataluña, que exige en el artículo 19 un ancho mínimo para el acceso de personas con sillas de ruedas de 0.80m, definimos que:

- El hueco para la puerta peatonal, tendrá una altura mínima de 2.10m y una anchura no inferior a 90cms (holgura de 10cms para el marco de la puerta). En el proyecto en cuestión dejaremos una altura libre de 2.22m y una anchura de 1.80m, pudiendo adaptarla a la medida requerida mediante cristal u otros materiales estructurales.

Finalmente hay que destacar que al tratarse de una nave prevista para futura ampliación, para evitar costes innecesarios, sería conveniente que la fachada este pudiera ser desmontable para ser utilizada de nuevo en la fachada este de la ampliación, ya que las dimensiones de la nave serían prácticamente iguales a las originales. Por este motivo daremos mucha importancia a este factor en la elección del material estructural.

1.3.5 CUBIERTA

Para realizar la cubierta de la nave industrial tenemos que estudiar las distintas posibilidades que nos ofrece el mercado, teniendo en cuenta la localización de la obra y nuestras necesidades en lo que a confortabilidad y diseño se refiere.

El análisis de los distintos materiales que existen para la ejecución de la cubierta de la nave industrial será realizado en el punto **1.4.1** del proyecto.

A continuación, procedemos a comprobar que cumplimos la normativa del plan de ordenación urbanística (POUM) del octubre de 2008 en lo que a techo se refiere, utilizando las dimensiones establecidas en el punto **1.3.1** para el caso más desfavorable, es decir, el de la nave con su futura ampliación realizada:

Superficie de la cubierta de la nave (con ampliación) $\approx 2000m^2$

Superficie del falso techo de los altillos $\approx 127m^2 \cdot 2 \approx 254m^2$

Superficie del suelo total de la parcela $= 3456m^2$

$$\text{Techo} = \frac{m^2_{\text{techo}}}{m^2_{\text{suelo}}} = \frac{2254m^2_{\text{techo}}}{3456m^2_{\text{suelo}}} \approx 0.65 \frac{m^2_{\text{techo}}}{m^2_{\text{suelo}}} \leq 1.2 \frac{m^2_{\text{techo}}}{m^2_{\text{suelo}}} \rightarrow \text{Cumple.}$$

1.3.6 PAVIMENTO INDUSTRIAL (solera y revestimiento).

En este punto cabe indicar que al hablar de pavimento industrial se está haciendo referencia a aquel que está apoyado directamente sobre el terreno, no a los que puedan estar situados sobre elementos estructurales como en el caso del altillo.

Existen en la actualidad gran diversificación de pavimentos industriales debido principalmente al uso que se les quiera dar, por lo que tendremos que indicar una serie de características específicas a tener en cuenta para proceder a su definición:

1. Según las dimensiones de la nave y el tonelaje del puente grúa considerado, el pavimento industrial tiene que poder soportar cargas elevadas debidas al paso de vehículos y a la manipulación de maquinaria. Definimos entonces que la solera tendrá que ser del tipo pesada, lo que según la NTE-RSS/1973, nos exige:

Tipo de solera	Espesor solera (cm)	Espesor base + capa nivelación (cm)
Ligera	10	10+5
Semipesada	15	15+5
Pesada	20	15+5

Tabla 1.4. Espesores según tipo de solera

2. Al hallarse el pavimento industrial en el interior de la nave consideramos que los efectos de los agentes atmosféricos (gradientes térmicos o de humedad, heladas...) son insignificantes o nulos, evitando muchos posibles problemas durante el proceso de fragua del hormigón.
3. Consideramos que el paso de los vehículos en el interior de la nave se hará en general a muy escasa velocidad, por lo que las exigencias antiderrapantes no serán muy elevadas (no tendremos que realizar tratamiento para aumentar o reducir la adherencia)
4. A parte de tener que realizar juntas para evitar las fisuras producidas por la retracción del hormigón, al encontrar elementos intermedios como los pilares, los cuales rompen la continuidad del pavimento industrial, también es necesario prever la ejecución de juntas de aislamiento.
5. No realizaremos ningún tipo de revestimiento, ya que en las naves industriales normalmente la parte superior de la solera se considera como pavimento acabado, teniendo que realizar algún tratamiento para aplanar y compactar el hormigón. (Según las necesidades de la actividad ha realizar en el

interior, se podrá aplicar algún tipo de revestimiento para mejorar ciertas características del pavimento, aunque este apartado no es abarcado en el presente proyecto)

Teniendo en cuenta los anteriores puntos definimos que la solera de nuestra nave estará compuesta por las siguientes capas:

- Subbase granular: capa de unos 15cms realizada mediante grava de río compactada o similar con una medida máxima de grano de 0.5cm. Su objetivo es proporcionar un cimiento más uniforme para la realización del pavimento, ya que el terreno natural puede contener elementos perjudiciales para la estabilidad del conjunto. Hay que tener en cuenta que, aunque procedamos a la compactación de la grava, ésta tendrá irregularidades en superficie debidas a la forma de los áridos.
- Capa de nivelación de arena: capa de unos 5cms de espesor extendida sobre la subbase granular y utilizada para absorber las irregularidades debidas a los áridos.
- Membrana impermeable: lámina de separación aislante de plástico o papel Kraft para evitar las pérdidas de humedad a través de la base.
- Capa de hormigón resistente: capa continua de unos 20cms de espesor extendida sobre la membrana impermeable. Esta capa estará formada por hormigón de resistencia característica 25 N/mm^2 y armado mediante una malla electrosoldada, situada como máximo a 50mm de la superficie, la cual tiene la función de repartir los esfuerzos a tracción. La cuantía mínima de armadura viene determinadas según la tabla 42.3.5 de la EHE-08 (ver anexo 2.6), siendo su valor de 0.9‰ , por lo que obtenemos:

$$\rho = \frac{A_s}{A} \rightarrow A_s = \frac{0.9}{1000} \cdot 2000 = 1.8 \text{ cm}^2, \text{ siendo:}$$

$$A = 20 \cdot 100 = 2000 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Área capa hormigón (por metro ancho)}$$

$A_s \rightarrow$ Área total de armadura mínima (por metro ancho)

$$\text{Área barra de acero (6mm de diámetro)} = \frac{\pi \cdot \text{diámetro}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0.6^2}{4} = 0.283 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación barras de acero} = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{100}{15} = 6.7 \approx 7 \text{ barras por metro longitud.}$$

$$\text{Área total barras de acero} = 7 \cdot 0.283 = 1.981 \text{ cm}^2 \geq 1.8 \text{ cm}^2$$

Observando las anteriores ecuaciones definimos que la malla mínima a realizar estará compuesta por barras de 6cm de diámetro, formando cuadros de 15x15 (cm).

En la **figura 1.7** podemos observar el conjunto de capas que formarán el pavimento industrial:

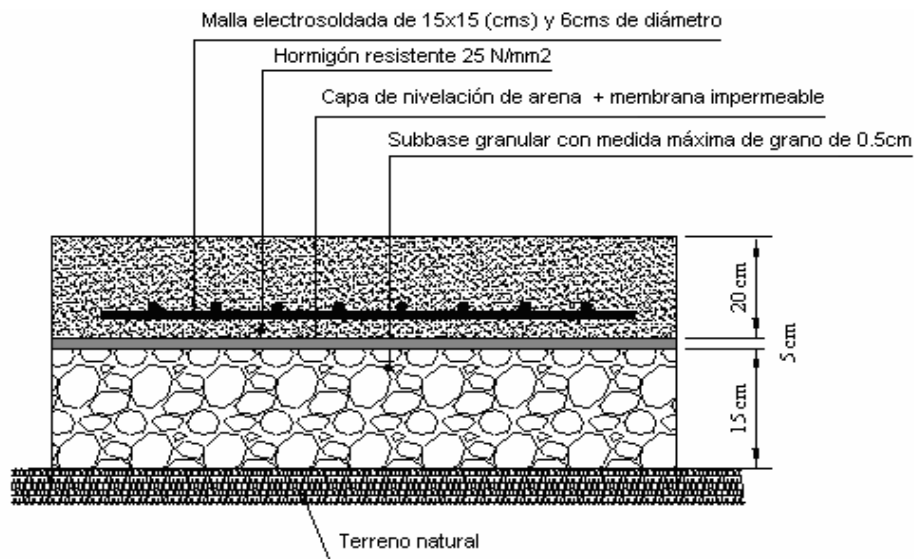


Figura 1.7. Detalle de la solera de la nave industrial

Con la capa de 20cms de hormigón resistente aún fresca se realizará un tratamiento superficial conocido como fratasado, por el cual se compacta y aplanla la superficie mediante acciones mecánicas de unas palas metálicas, eliminando pequeños agujeros, depresiones y irregularidades. Finalmente, a los 3 o 4 días de su realización, se procederá a pulir el pavimento mediante la utilización de discos abrasivos intercambiables, rebajándolo varios milímetros para obtener la superficie deseada.

El hormigón de un pavimento tiende a retraerse por una serie de factores como puede ser la disecación, variaciones de temperatura de la masa del hormigón, proceso de endurecimiento... por ese motivo es necesario el uso de juntas de retracción.

Las juntas de retracción se realizarán cada 600cm aprox. (observar **figura 1.8.**) mediante un corte con un disco de diamante. La junta tendrá un espesor de 5mm y una profundidad de unos 4cm y será necesario sellar las juntas mediante un material elástico, principalmente el PVC rígido o aluminio, para evitar la penetración de partículas no deseadas.

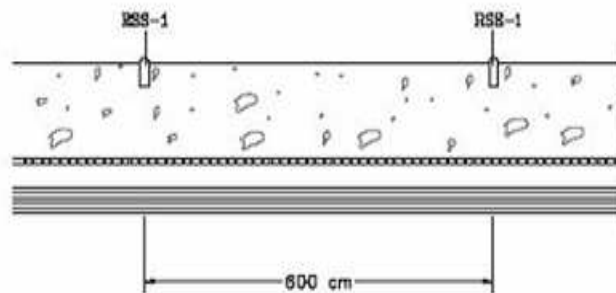


Figura 1.8. Detalle juntas de retracción

Por otra parte, también será necesario el uso de juntas de aislamiento para separar la solera de los elementos fijos de la edificación como los pilares. Para realizar dichas juntas se utilizará un material compresible de un espesor de 10 a 20mm y de altura igual al espesor de la capa de hormigón, 20cms en nuestro caso. En la **figura 1.9** podemos observar un esquema del uso de este tipo de juntas:

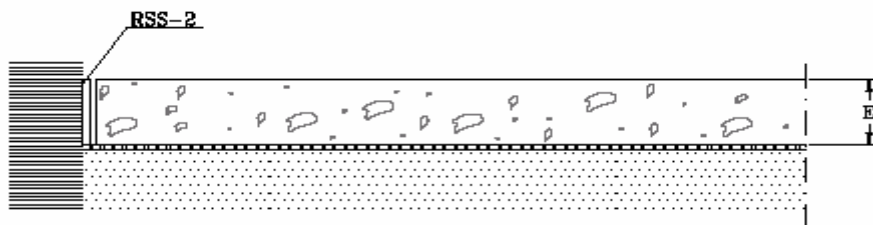


Figura 1.9. Detalle juntas de aislamiento

1.4 ALTERNATIVAS EN ELECCIÓN MATERIALES NAVE.

1.4.1 MATERIALES PARA LA CUBIERTA

Actualmente podemos encontrar en el mercado distintos materiales para realizar la cubierta, cada uno de los cuales ofrece una serie de ventajas e inconvenientes. Entre los sistemas mas extendidos para naves industriales podemos encontrar:

1. Chapa simple perfilada.

Las chapas perfiladas están compuestas por acero protegido de la corrosión mediante un proceso de galvanizado, por el cual se recubre de zinc mediante la acción del corriente eléctrico. La chapa simple tiene que estar solapada longitudinalmente y lateralmente con las otras chapas colindantes para su correcta utilización.

Se presentan en el mercado con distintos tipos de perfiles y su espesor mínimo es de 0.6mm. Entre los perfiles más usuales podemos destacar los planos y los curvos (ver *figura 1.10*), cada uno de los cuales presenta diferentes secciones perfiladas:

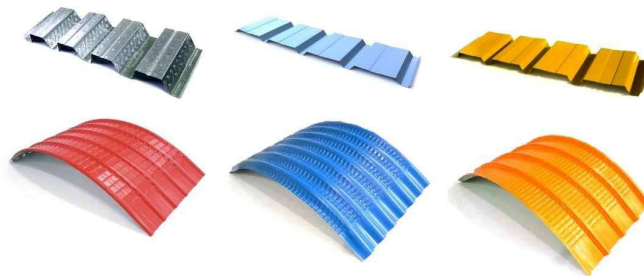


Figura 1.10. Chapas perfiladas planas (superior) y curvas (inferior)

Las ventajas más importantes de la utilización de chapas para techos son su rápida colocación, gran versatilidad, adaptabilidad y poco peso que permite un buen manejo en obra además de reducir la carga en cubierta. Además ofrecen garantía de durabilidad y estanqueidad, con una gran calidad estética.

Entre las desventajas indicar que si no se hace un muy buen aislamiento térmico por debajo de ellas, se obtienen locales extremadamente fríos en invierno y calurosos en verano, por ese motivo la chapa simple se utiliza normalmente en construcciones donde

no es probable el tránsito de personas, como cubiertos, ya que las condiciones térmicas interiores que ofrece no son las adecuadas. Además, por ser livianas, corren el riesgo de ser levantadas por fuertes vientos en caso de no estar correctamente sujetas a las correas de cubierta.

2. Panel tipo sándwich “prefabricado”.

Es el conjunto compuesto por dos chapas de acero de unos 0,5mm, conformadas en frío y unidas entre sí por un núcleo central aislante, adherido durante el proceso de fabricación. Este tipo de panel es autoportante (ver **figura 1.11**).

El espesor nominal varía generalmente entre los 30 y 80mm. El núcleo central puede ser entre otros materiales, de espuma rígida de poliuretano expandido y de relleno de lana de roca. Se presentan en el mercado en longitudes de hasta 12m por una anchura de 0.90m y debido a sus características, se utiliza tanto para cerramientos de fachada como para cubiertas.



Figura 1.11. Panel tipo sándwich

Los acabados habituales son los siguientes:

- **Galvanizado:** Recubrimiento de Zinc sobre las dos caras de una bobina de acero según especificaciones de norma UNE 36131 – EN10142, Z-275. Adecuado para ambientes no especialmente corrosivos y sin exigencias estéticas.
- **Prelacado:** Partiendo de una bobina de acero galvanizado, en una primera fase se aplican por sus dos caras un recubrimiento a base de resinas epoxi. Posteriormente, sobre la cara expuesta se aplica un recubrimiento lacado a base

de resinas de poliéster, según especificaciones UNE 36150 – EN 10169.
Adecuado para ambiente poco corrosivos y con exigencias estéticas.

La plancha superior de los paneles es más alargada para realizar el solape longitudinal sin variar los espesores de cubierta, mientras que el solape transversal se realiza mediante tornillos autorroscantes que se fijan a la correa (ver **figura 1.12**).

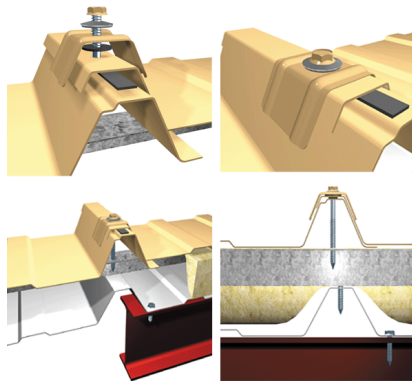


Figura 1.12. Solape transversal de los paneles sándwich

Los paneles tipo sandwich son uno de los sistemas más utilizados en la realización de cubiertas para naves industriales, ya que este tipo de cubierta permite aligerar cargas en la estructura al presentar una densidad baja y presenta un aislamiento térmico aceptable en el interior de la nave. Además el montaje de los paneles sándwich es muy veloz, ya que al disponer de los solapes entre chapas, no requiere de preparación previa.

3. Fibrocemento.

Las placas de fibrocemento están fabricadas a partir de una mezcla homogénea de cemento, aditivos y fibras orgánicas naturales o sintéticas que no perjudican la salud e las personas y permiten integrar las construcciones con el entorno que las rodea. Dichas placas han substituido actualmente a las realizadas mediante uralita debido a que esta última esta formada por fibras de amianto, un material nocivo para la salud humana que requiere de personal autorizado para poder manipularlo.

Existen en el mercado gran variedad de planchas de fibrocemento, aunque pueden reducirse fundamentalmente a dos tipos básicos:

- *Planchas simétricas*: aquellas cuya sección guarda simetría respecto a una secuencia de ejes. Se pueden presentar en dos versiones: onda grande y pequeña (ver *figura 1.13*)
- *Planchas asimétricas*: formadas por una secuencia de superficies planas y nervios. Se presentan también en dos versiones: nervadura grande y media o pequeña (ver *figura 1.13*)

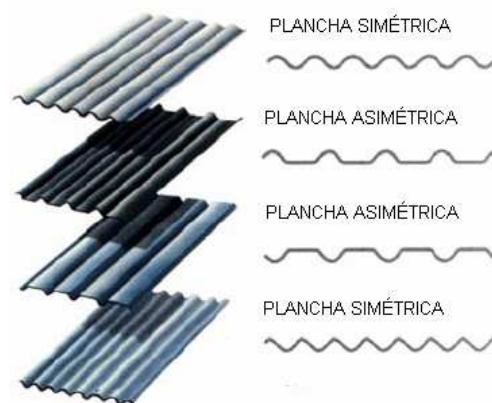


Figura 1.13. Tipos de planchas de fibrocemento

Para la correcta colocación de las planchas de fibrocemento es necesario que éstas solapen entre ellas evitando la posible filtración de agua, lo que requiere una preparación previa a su colocación al tener que realizar cortes en las planchas. La sujeción se realiza sobre los elementos resistentes de la cubierta, es decir las correas, y se utilizan tres elementos:

- *Grapa*: adaptada a las correas de cubierta
- *Gancho*: anclado posteriormente a la grapa. Su longitud viene determinada por la longitud total de la grapa, la onda de la chapa y la longitud de la rosca.
- *Arandela*: permite la sujeción del gancho en la chapa

El fibrocemento es un material ligero, resistente a la intemperie (inoxidable y anti-corrosivo) e incombustible, pero por si solo ofrece muy poca resistencia térmica y requiere de un aislante de poliuretano inyectado en molde a la cara interior de la placa. Además debido a las dimensiones de las planchas, las mayores suelen tener unos

250cms de longitud por 110cm de anchura, la separación de las correas de cubierta no puede superar los 137cm, lo que puede aumentar considerablemente el precio general de la construcción al tener que situar más correas en la cubierta, con el aumento de carga que conlleva.

4. Teja cerámica y machihembrado.

Las tejas cerámicas son elementos de cobertura para tejados en pendiente. Se pueden definir como piezas obtenidas mediante prensado o extrusión, secado y cocción, de una pasta arcillosa. La estanqueidad se consigue por las características del propio material, la forma de las piezas, los solapes entre ellas y su correcta colocación.

El sistema de montaje consiste en situar sobre las correas de cubierta una base estructural formada por láminas machambradas, unidas entre ellas mediante mortero, dando así estabilidad al conjunto. Una vez secado el mortero se aplica sobre las láminas poliuretano expandido u otra capa de 5cms de mortero de riqueza 9x1, que además de aislar térmicamente el interior de la nave, permite la correcta sujeción de las tejas. Finalmente se procede a la colocación de las tejas, uniéndose entre ellas mediante el sistema de encaje del que dispongan.

Actualmente encontramos en el mercado distintos tipos de tejas de cerámica, las cuales se podrían clasificar en tres grandes grupos (ver **figura 1.14**):

- *Teja cerámica plana:* las tejas de este tipo no van encajada entre ellas, solo se solapan entre ellas
- *Teja cerámica curva:* es un elemento en forma de canal el cual va encajado con las otras tejas sólo en sentido transversal.
- *Teja cerámica mixta:* elemento que tiene una zona curva, similar a la anterior, y otra plana que permite el encaje longitudinal con otras tejas.



Figura 1.14. Teja plana (izquierda), teja curva (centro) y teja mixta (derecha)

También se fabrican piezas especiales y accesorios para solucionar los puntos singulares de la cubierta. El uso de estas piezas es imprescindible para resolver los problemas de acabado, logrando con ellas estanqueidad, uniformidad y belleza en la cubierta.

Las características técnicas a cumplir están indicadas para cada tipo de teja en la norma UNE 67024, en la cual también hace referencia a la tolerancia máxima permitida para las dimensiones.

Las ventajas más importantes de la utilización de tejas para techos son su correcto aislamiento térmico y acústico, su resistencia a la acción del fuego y, al estar formado por un material no heladizo, buena resistencia al hielo/deshielo.

Como desventajas tenemos que en la utilización de tejas de cerámica se considera normalmente una carga de $100 \text{ Kg} / \text{m}^2$ de peso propio, debido al peso de las tejas y al de su estructura de soporte, lo que repercute negativamente en lo que a cálculo de la estructura se refiere, ya que encarece el coste. Además su proceso de montaje es mucho más lento que en cualquier de los sistemas descritos anteriormente, ya que se tienen que ir colocando pieza a pieza, las cuales tienen unas dimensiones muy pequeñas.

1.4.1.1 Elección material según método valor medio ponderado

Teniendo presente las propiedades de los materiales de cubierta descritos, procedemos a definir a continuación el que se adapta mejor a nuestras necesidades mediante la técnica del valor medio ponderado.

Para utilizar este método es necesario:

- Definir los factores a tener en cuenta: Éstos vendrán determinados según las características propias de los materiales de cubierta.
- Establecer una escala de medida: Utilizaremos valores entre 1-10.
- Evaluar cada uno de los factores por cada material de cubierta.
- Asignar un cada uno de los factores un peso relativo teniendo en cuenta nuestras necesidades.

En la **tabla 1.5** una mayor puntuación en los factores indica una mejor respuesta al factor (o menor coste) y viceversa:

		Materiales de cubierta			
		<i>Chapa simple.</i>	<i>Panel sándwich.</i>	<i>Fibro cemento</i>	<i>Tejas.</i>
Factores	Peso relativo (%)				
Peso Propio	25	10	9	9	4
Durabilidad	15	7	8	9	7
Resistencia Fuego	10	5	5	7	8
Aislamiento	15	4	9	6	7
Rapidez Ejecución	10	9	9	7	4
Calidad/control	10	7	8	8	7
Coste	15	9	8	7	7
TOTAL		7.60	8.35	7.75	6.05

Tabla 1.5. Alternativas material de cubierta mediante valor medio ponderado

Hay que tener en cuenta que en el factor coste se ha considerado, además de su propio precio, la importancia en la estructura de la separación permitida entre correas y el coste, en caso que sea necesario, de la superficie portante.

Observando la anterior tabla para la elección del material de cubierta, definimos que nuestra cubierta será metálica de tipo sandwich, con una inclinación respecto la horizontal que vendrá determinada según el tipo de elemento estructural de cubierta requerido. El panel utilizado será de la casa PACESA, más concretamente el panel

cubierta PC-1000 o similar de 30mm de espesor (ver **figura 1.15**), conformado de dos chapas de acero laminado en frío, lacadas o galvanizadas y unidas entre sí por un núcleo central aislante de espuma rígida de poliuretano expandido, con una densidad media de $40\text{Kg}/\text{m}^3$ adherido durante el proceso de fabricación (ver ficha técnica en el anexo **2.5** del proyecto).

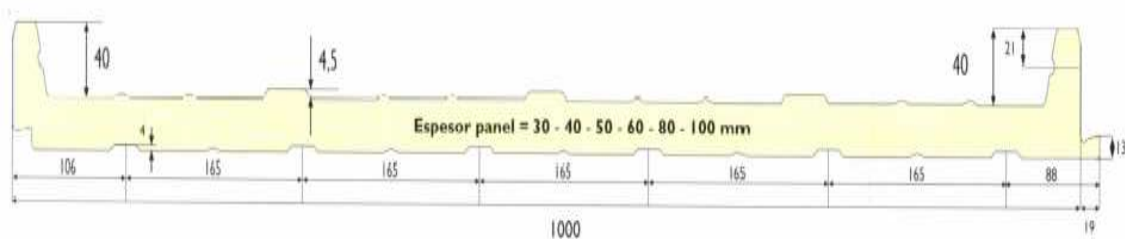


Figura 1.15. Detalle panel PACESA PC-1000

La cubierta será a doble agua, es decir, con doble pendiente, con la el punto mas elevado de la cubierta, cumbrera, situado en el centro de la nave (los faldones de la cubierta serán simétricos). Consideraremos, debido a su utilidad, que se tratará de una cubierta no transitable, aunque tendremos que considera según la normativa una carga para el mantenimiento de la misma.

La cubierta de la nave no será aguas fuera, es decir, no desaguara directamente en la parcela sino que preveremos un sistema para conducir el agua a los distintos puntos de drenaje de la misma para poder evacuarla o reciclarla. El sistema utilizado será mediante un canalón o algún elemento estructural que nos ofrezca el sector elegido.

Para permitir la iluminación natural en el interior de la nave industrial la cubierta dispondrá de una serie de lucernarios (ver **figura 1.16**) que irán intercalados con los paneles sandwich, tal y como se puede observar en el plano **6** del apartado **3.1** del proyecto. El porcentaje de lucernarios en cubierta depende de la zona geográfica, la orientación y el uso del edificio, pero a nivel general podemos recomendar un 10% de lucernarios sobre la cubierta para conseguir un grado de iluminación cenital satisfactorio.

El lucernario utilizado también será de la casa PACESA, más concretamente el modelo “policarbonato Danpalon” o similar (ver ficha técnica en el anexo **2.5** del proyecto), basado en una placa de policarbonato celular hexagonal de 30mm de espesor que se adapta a las características del perfil del panel de cubierta PC-1000, mejorando la estanqueidad del cerramiento y minimizando el tiempo de montaje.



Figura 1.16. Lucernarios en cubierta

El peso del panel de cubierta PC-1000 de 30mm es de aproximadamente $11.50\text{Kg}/\text{m}^2$ mientras que el de lucernario es de $4.07\text{Kg}/\text{ml}$. A nivel de cálculo, debido a cuestiones de seguridad, se considerará una carga total de $14.00\text{Kg}/\text{m}^2$.

1.4.2 MATERIAL ESTRUCTURAL Y MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN

Una vez definido el material para la cubierta y teniendo en cuenta todos los requisitos de diseño definidos en el punto **1.3**, procedemos al estudio de los distintos materiales estructurales que nos ofrece el mercado, eligiendo el que, según a nuestro criterio, se adapta mejor a la obra que vamos a realizar, ya sea debido a cuestiones económicas, estéticas o constructivas.

Entre los distintos materiales estructurales que podemos encontrar para la realización de naves industriales los más utilizados debido a sus aplicaciones y características son el hormigón armado o pretensado y el acero estructural, cada uno de los cuales ofrecen distintos sistemas de montaje y/o soluciones constructivas.

1.4.2.1 Hormigón armado o pretensado

1.4.2.1.1 Introducción y antecedentes

El hormigón es un material de construcción “tradicional” constituido básicamente por rocas de una medida máxima limitada y unidas entre ellas por una pasta aglomerante formada por cemento y agua, pudiéndose añadir también aditivos.

Algunas de las características favorables del hormigón son su resistencia, su bajo costo y su larga duración. Si se mezcla con los materiales adecuados, el hormigón puede soportar fuerzas de compresión elevadas, aunque su resistencia a tracción es escasa, por lo que resulta inadecuado para emplearlo en piezas que han de trabajar a flexión o tracción, echo que provoca que no sea apto en la construcción.

Si dichas piezas las reforzamos con varillas de acero corrugado en sus zonas de tracción (armaduras pasivas), el material resultante, llamado **hormigón armado** (ver *figura 1.17*), está en condiciones de resistir los distintos esfuerzos que se presentan en las construcciones.

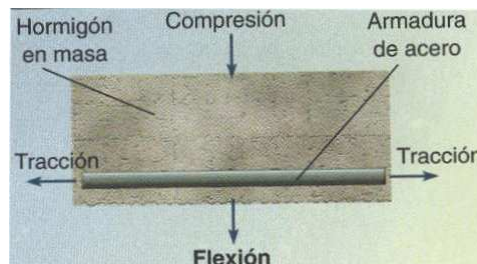


Figura 1.1.7. Hormigón armado

La aparición del hormigón armado a medianos del XIX en Francia permitió superar el lento ritmo de la construcción con cal y a partir de entonces aparecieron muchos elementos y sistemas de construcción con cemento y hormigón armado, todos ellos patentados.

La universalización del nuevo material se iba extendiendo con su uso y paralelamente avanzaban los estudio teóricos y con ellos la comprensión científica del hormigón armado, haciéndose mas dependiente de las leyes ligadas a la resistencia de materiales o la química de los conglomerantes que a los sistemas de patentes, por lo que se hizo necesario una legislación normativa sobre la teoría y práctica del hormigón armado. En España apareció la primera instrucción en el año 1939.

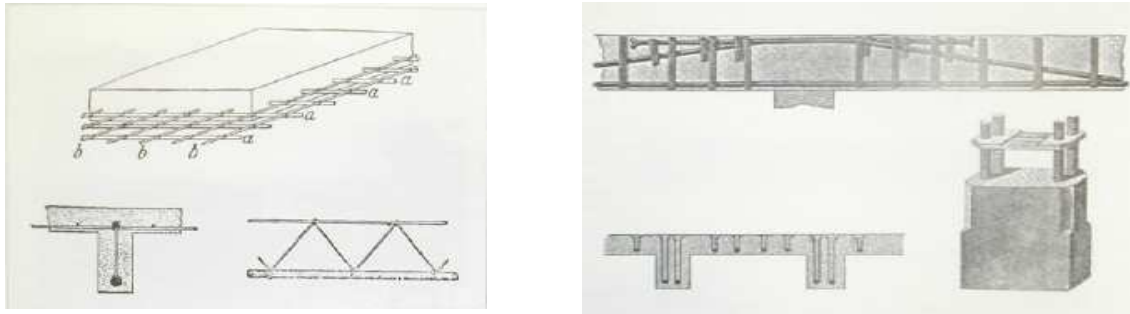


Figura 1.18. Sistemas constructivos SXIX

Las armaduras que se disponen en el hormigón armado pueden clasificarse en dos grandes grupos:

- Las armaduras principales → Tienen por objeto, bien absorber los esfuerzos de tracción originados en los elementos sometidos a flexión o bien reforzar las zonas comprimidas del hormigón.
- Las armaduras transversales → Se disponen para absorber las tracciones originadas por los esfuerzos cortantes, así como para asegurar la conveniente ligadura entre las armaduras principales, de forma que se impida la formación de fisuras localizadas.

En la **figura 1.19** se ha representado una viga de hormigón armado, donde podemos observar claramente los distintos tipos de armadura:

A → Armadura principal (absorbe los esfuerzos de tracción debido a la flexión)

A' → Armadura principal (refuerza las zonas comprimidas del hormigón)

a) / b) → Armaduras transversales (absorben los esfuerzos cortantes)

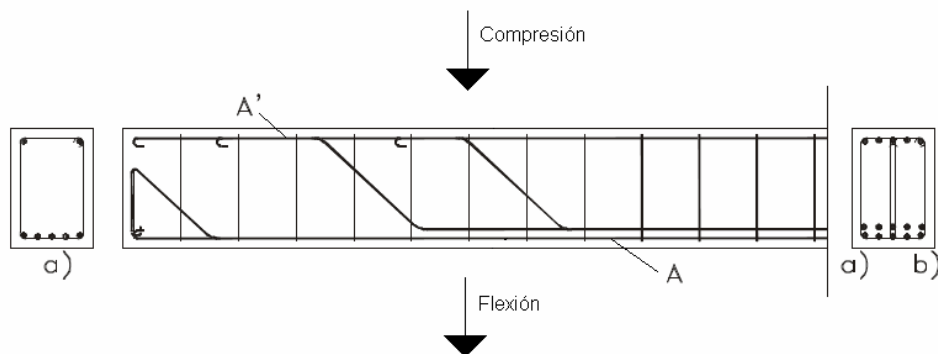


Figura 1.19. Detalle armadura viga hormigón armado

Uno de los principales obstáculos de la utilización del hormigón armado como material estructural lo encontramos en construcciones de grandes luces y cargas, ya que económicamente no sería viable su aplicación debido a la gran cantidad de armaduras necesarias.

El ***hormigón pretensado*** ha eliminado muchos de estos obstáculos ya que la función básica de pretensar el acero es reducir las fuerzas longitudinales en ciertos puntos de la estructura, aumentando así su resistencia.

El pretensado se lleva a cabo tensando acero de alta resistencia para inducir fuerzas de compresión al hormigón. El efecto de esta fuerza de compresión es similar a lo que ocurre cuando queremos transportar una fila de libros horizontalmente; si aplicamos suficiente presión en los extremos, inducimos fuerzas de compresión a toda la fila, pudiéndola levantar y transportar aunque no se toquen los libros de la parte central.

El proceso de pretensado consiste en someter las barras de acero a un esfuerzo de tensión, sin superar su límite elástico, mientras el hormigón se endurece (ver ***figura 1.20***). Una vez endurecido el hormigón, se retira el esfuerzo en las barra de acero tendiéndose éstas a contraerse por el efecto de la elasticidad. Esta contracción produce el esfuerzo de compresión al hormigón.



Figura 1.20. Detalle del proceso de pretensado

1.4.2.1.2 Propiedades del hormigón armado o pretensado

Entre las propiedades más importantes del hormigón armado/pretensado en la construcción podemos destacar las siguientes:

- Resistencia estructural: El hormigón posee una elevada resistencia a compresión alcanzando valores comprendidos entre los 60 y 100 N/mm². El acero embebido en el mismo, tanto en piezas armadas como pretensadas, proporciona al conjunto una adecuada resistencia de los esfuerzos de tracción, dando lugar a elementos capaces de alcanzar grandes luces y soportar grandes cargas.

Por otro lado, las estructuras de hormigón armado y/o pretensado presentan una ventaja adicional frente a otras realizadas con otros materiales como el acero: su excelente capacidad de resistir sobrecargas adicionales, por su elevada relación peso propio/sobrecarga, lo que proporciona un elevado nivel de seguridad a la estructura. Esto puede evitar que se produzcan tragedias humanas y materiales como las que a veces se producen por acciones imprevistas, como por ejemplo sobrecargas de nieve.

- Resistencia al fuego: Las estructuras realizadas mediante hormigón armado/pre tensado presentan una excepcional resistencia a la acción del fuego, sin necesidad de ningún tipo de protección adicional. Además, esta resistencia puede ser más fácilmente adaptada a las exigencias establecidas por ordenanzas municipales y resto de normativa vigente, modificando las dimensiones y recubrimientos mínimos de los elementos estructurales.

Al ser el hormigón un material incombustible presenta la ventaja adicional de no arder y no contribuir a la producción de humos y gases letales, así como de construir una barrera de contención para el fuego, minimizando el daño y aumentando la efectividad de los sistemas de extinción.

Es frecuente comprobar que al finalizar un incendio la estructura de hormigón permanece estable, mientras que en el caso de otros materiales (acero y madera fundamentalmente) suele ser normal el hundimiento total del edificio a los pocos minutos de comenzar el fuego, a menos que se hayan utilizado costosos productos de protección en revestimientos estructurales.

- Aislamiento térmico y acústico: Al ser ambos función de espesores y masas, los paneles de hormigón, tanto en forjados como en paramentos verticales, presentan coeficientes satisfactorios fácilmente incrementables hasta cualquier cota incorporando otros materiales aislantes (polietileno expandido, arcillas expandidas, áridos ligeros, etc.).
- Versatilidad de formas y acabados: La calidad moldeable de este material permite formas curvas, angulosas, lisas, con relieves de cualquier forma y tamaño, con posibilidades potenciales hasta el infinito al combinarse con distintos tipos de acabado superficial (pintura, áridos vistos mediante chorreado de agua y/o arena, hormigones blancos o pigmentados) cuya única limitación es la imaginación del usuario y el presupuesto de la obra.
- Durabilidad: En este aspecto, el hormigón proporciona una adecuada protección a las armaduras y elementos metálicos en él embebidos gracias a su elevada basicidad y a la utilización de cementos adecuados a cada tipo de ambiente agresivo.

1.4.2.1.3 Métodos constructivos con hormigón armado o pretensado

El sector de la construcción con hormigón ha atravesado diversas etapas de evolución que se fueron presentando con el objeto de mejorar en materia de funcionalidad, seguridad, estética y economía. Siendo esta última la razón principal, ya que a medida que fue pasando el tiempo, se requirió de menores tiempos de construcción, mayores facilidades de montaje, mejores materiales a precios razonables y menores costos de mano de obra.

De esta forma podemos clasificar los sistemas de construcción con hormigón en dos grandes grupos:

- In-situ: En este sistema, tal y como nos indica su nombre, los elementos estructurales se realizan en la misma obra, no siendo necesaria la utilización de costosos transportes para desplazar el producto (ver ***figura 1.21***). El control de

calidad de las piezas también se hará en obra, dependiendo éste de la habilidad de los operarios y de la calidad del material utilizado.

- **Prefabricado:** Se conoce como prefabricado a cualquier producto manufacturado, fabricado previamente, que se transporta a la obra preparado para ser colocado. Tradicionalmente el prefabricado se ha asociado a una construcción apresurada, provisional y de baja calidad pero actualmente debe entenderse simplemente como la "industrialización de la construcción", esto es, la aplicación de las técnicas de producción en instalaciones fijas de alto rendimiento, con elevados niveles de control y calidad, que conducen, no sólo a mejores acabados, sino también a mejores precios por las economías de escala y el empleo de medios y técnicas de producción especializados (ver *figura 1.21*).



Figura 1.21. Construcción de hormigón in-situ (izquierda) y prefabricado (derecha)

Cada uno de los sistemas descritos anteriormente nos ofrece una serie de ventajas e inconvenientes, por lo que destacamos a continuación todos los factores que nos pueden influir para la elección del sistema de construcción:

Ventajas de la prefabricación vs in-situ:

- Mayor rapidez de ejecución, reduciendo el plazo de la construcción hasta una tercera e incluso una cuarta parte al llegar las piezas a obra ya terminadas y preparadas para entrar en carga tan pronto como queden colocadas en su emplazamiento.
- Posibilidad de solape entre las etapas de la construcción

- Permite separar más las juntas entre piezas, pues cuando las piezas llegan a obra ya han sufrido una parte importante de su retracción total.
- Mayor exactitud, ya que el dimensionado es más preciso.
- Menor necesidad de mano de obra y de personal especializado
- Mejor control económico, pues no existe desperdicio de material al alcanzarse altos grados de industrialización.
- Mejora de la calidad, así como de su control, debido principalmente a que los elementos se realizan en fábrica, donde ya se realizan las pruebas pertinentes.

Inconvenientes de la prefabricación vs in-situ:

- Cierta rigidez de proyecto, que exige la coordinación entre los proyectistas y los especialistas en la prefabricación. No permite improvisaciones o futuras correcciones en obra.
- Requiere normalización, produciéndose un incremento de precio entre el producto especial respecto al de dimensiones normalizadas.
- Necesidad de transporte y montaje con elementos que pueden resultar caros: camiones de gran tonelaje, grúas de gran potencia...
- Las uniones y las juntas entre los elementos deben cuidarse especialmente.
- Tolerancias más rigurosas que las habituales, ya que las piezas se fabrican a medida.

1.4.2.2 Acero estructural

1.4.2.2.1 Introducción y antecedentes

El hierro es un compuesto ferroso con menos del 0.03% de carbono que se caracteriza por ser el metal más abundante en la tierra después del aluminio. Su baja

resistencia mecánica y la gran tendencia a la corrosión lo convierte en un elemento que, por si solo, no tiene demasiadas aplicaciones industriales, por lo que es necesario su combinación con otros elementos, formando aleaciones para mejorar dichas características.

El hierro y sus aleaciones fue el primer metal que se usó industrialmente en la práctica para las estructuras sustentantes. Su llegada al campo estructural es bastante reciente porque el fatigoso trabajo necesario para producir el hierro soldable por fusión limitó su uso durante siglos a los productos de mayor precio y necesidad: armas y los aparatos agrícolas.

Las primeras estructuras metálicas que se realizaron se trataban en su mayoría de puentes y se remontan en torno el año 1800, no siendo hasta medianos de siglo XIX cuando su uso para la construcción de edificios se extendió. Entre los edificios más importantes y representativos de esa época podemos destacar la Torre Eiffel de París, fabricada en 1889 con una altitud próxima a los 300m (ver *figura 1.22*) y realizada mediante fundición, aleación hierro-carbono con una proporción de carbono superior al 1.76%.



Figura 1.22. Torre Eiffel

El **acero** es una aleación hierro-carbono con una proporción de carbono comprendida entre el 0.1% y el 1.76%. Además contiene otros elementos químicos en distintas proporciones, ya sean metaloides (elementos no metálicos) como el silicio o metálicos como el níquel. Hay que tener en cuenta que los elementos metálicos del acero son los que les dan sus grandes propiedades y se añaden voluntariamente en su proceso de obtención para mejorar las propiedades.

Para la obtención del acero primeramente se tiene que introducir en un alto horno (ver *figura 1.23*) el mineral de hierro (formado por óxidos de Fe y ganga) obteniéndose, debido a la combustión de un elemento con suficiente poder calorífico, el hierro colado o arrabio.

El hierro colado tiene una proporción de carbono del 4% aproximadamente lo que lo convierte en un material duro pero muy frágil, siendo necesaria la descarbonación (quema del carbono sobrante) del material para poder mejorar su ductilidad. Este proceso se realiza normalmente en convertidores u hornos eléctricos.

En los convertidores no hay combustión ni calentamiento externo, por lo que se tiene que introducir el hierro colado en estado líquido para poder quemar el carbono sobrante. Uno de los convertidores más utilizados es el de oxígeno, el cual consiste en inyectar oxígeno puro a presión encima del líquido, produciendo calor al reaccionar con el carbono y provocando la descarbonación del material (ver *figura 1.24*)

En los hornos eléctricos se introduce normalmente el hierro colado en fase líquida para ahorrar energía. Éste utiliza la propiedad conductora del material para aplicarle descargas eléctricas mediante unos electrodos, aumentando así la temperatura y provocando la quema del carbono sobrante.

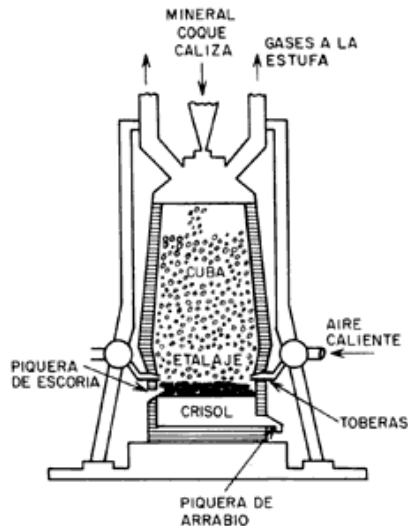


Figura 1.23. Detalle Alto horno

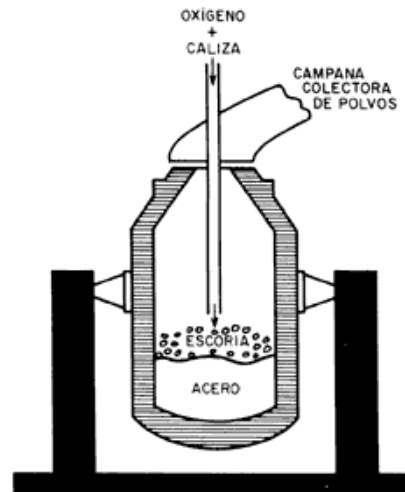


Figura 1.24. Detalle convertidor oxígeno

Mediante los anteriores procesos se consigue el acero en bruto con un % de carbono en torno al 2%, el cual se vierte en lingoteras para su enfriamiento obteniendo un material semielaborado para su posterior transformación en producto acabado. Hay que destacar que para dicha transformación es necesario calentar el material semielaborado

de nuevo, por lo que para evitar este proceso muchas veces se utiliza una instalación especial llamada colada continua, en la cual el acero viene directamente del convertidor o del horno sin necesidad de enfriarlo.

Existen cuatro procesos de transformación del acero en producto acabado: moldeado, forjado, trefilado y laminado; cada uno de los cuales ofrece un acero determinado.

El acero más empleado en la construcción es el laminado, el proceso del cual consiste en transformar el acero en bruto a alta temperatura en elementos con formas usadas en la construcción como perfiles y chapas. Para su realización se utilizan máquinas herramienta de alta potencia, llamadas laminadoras, formadas esencialmente por cilindros paralelos. Este proceso mejora sensiblemente las cualidades del acero alargando los cristales en la dirección de la laminación y eliminando imperfecciones. El acero resultante es bastante homogéneo y sus cualidades de resistencia a compresión, tracción y cizalladura son muy altas, con buenas cualidades de elasticidad y dilatación. Sin embargo tiene unas propiedades mecánicas inferiores en la dirección transversal a la laminación.

A continuación podemos observar de forma esquemática el proceso de obtención del acero laminado (ver *figura 1.25*):

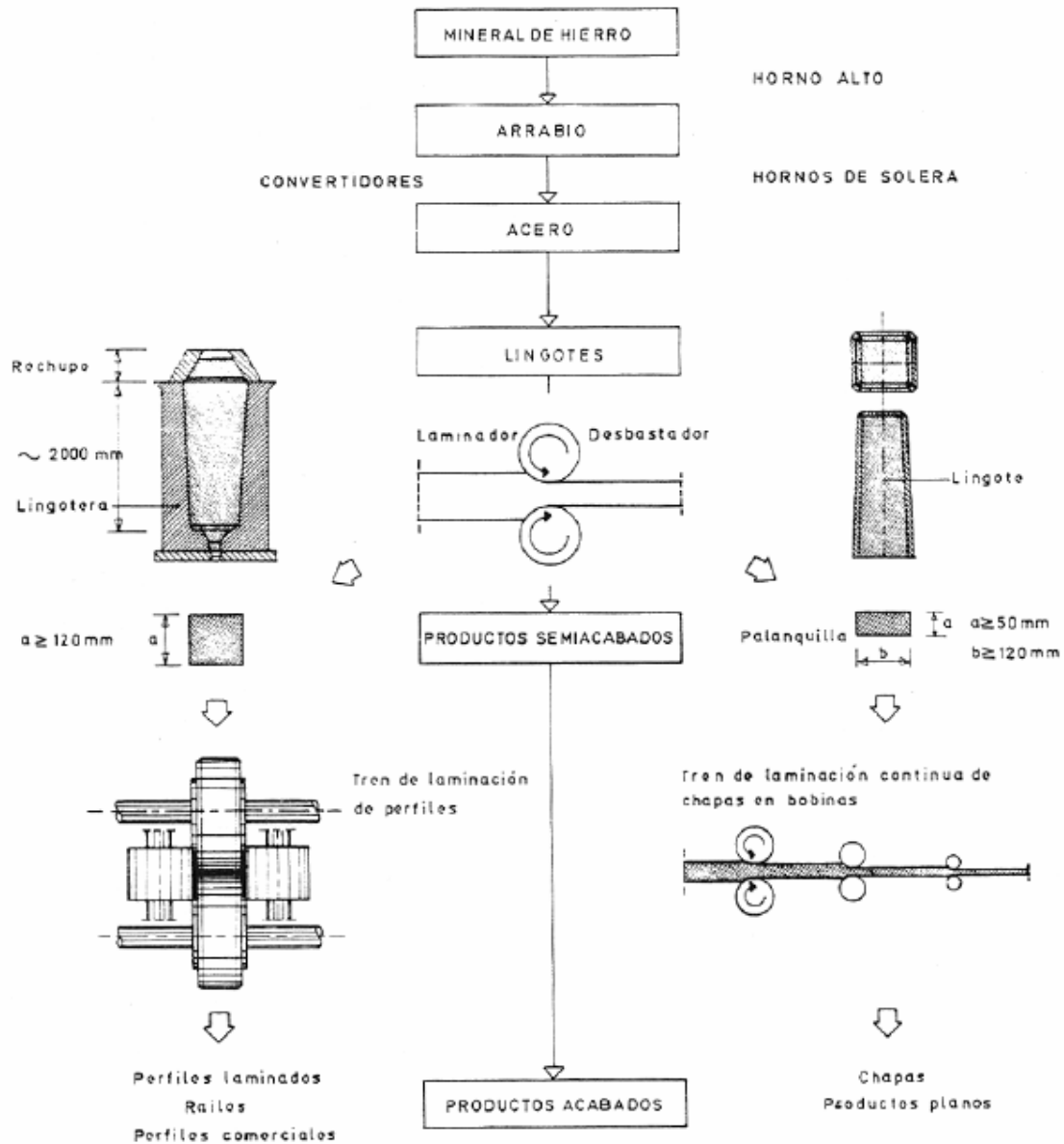


Figura 1.25. Esquema del proceso de obtención del acero laminado

Finalmente se pueden aplicar tratamientos térmicos a los productos acabados para alcanzar las propiedades mecánicas y químicas deseadas.

1.4.2.2.2 Propiedades del acero estructural

Entre las propiedades más importantes del acero estructural podemos destacar las siguientes:

- **Resistencia estructural:** El acero estructural es un material que posee alta resistencia a compresión como a tracción, por lo que no necesita de otro tipo de material para trabajar correctamente. Además de la alta resistencia mecánica tiene un reducido peso propio, por lo que las secciones resistentes necesarias son reducidas.

Por otra parte, debido a su gran ligereza, un gran número de accidentes se han producido por inestabilidad local sin haberse agotado la capacidad resistente, lo que obliga a realizar un arriostramiento preciso de los distintos elementos estructurales. Además debido a su excesiva flexibilidad, el diseño de las estructuras metálicas suele estar muy limitado por las deformaciones, así como por las tensiones admisibles, lo que provoca una resistencia desaprovechada al limitar las deformaciones máximas para evitar vibraciones.

- **Durabilidad:** Debido a su vulnerabilidad a la corrosión por lo general va acompañado de un recubrimiento de un material anticorrosivo como el zinc, mediante un proceso de galvanizado, la pintura o una mezcla de ellos.

Por otro lado, las estructuras de acero presentan una ventaja adicional frente a otras realizadas con otros materiales como el hormigón: la posibilidad de reciclaje una vez termine su ciclo de vida útil. El acero de las demoliciones se vende como chatarra, luego se funde en las siderurgias y con una adición de algunos componentes se consigue de nuevo acero estructural

- **Resistencia al fuego:** El acero es un material sensible al fuego ya que las características mecánicas de éste disminuyen rápidamente con la temperatura, por lo que las estructuras metálicas deben protegerse del fuego. Un ejemplo claro de esta vulnerabilidad es el colapso de las torres gemelas luego de los ataques terroristas del 11 de septiembre de 2001.

- **Versatilidad de formas y acabados:** El acero es un material que debido a sus procesos de obtención presenta ciertas dificultades a la adaptación de

formas variadas, ya que la normalización de los perfiles y chapas en el proceso de fabricación complica mucho poder realizar nuevas formas.

Para realizar elementos de formas complejas se utiliza normalmente el proceso de moldeado, el cual presenta problemas de falta de homogeneidad, debiéndose radiografiar o comprobar por ultrasonidos las piezas aumentando considerablemente el coste.

- Aislamiento térmico y acústico: Debido a las propiedades propias de los metales, el acero presenta una resistencia térmica y acústica limitada, por lo que es necesario utilizar otros materiales aislantes como el polietileno expandido.

Además de las propiedades anteriormente descritas hemos de destacar una serie de factores económicos y constructivos del acero estructural:

- Facilidad de montaje y transporte debido a su ligereza.
- Rapidez en la ejecución de la obra, ya que la mayoría de las piezas se fabrican en taller, uniéndose en obra de forma sencilla mediante tornillos o soldaduras.
- La fabricación en talleres permite un control adecuado, debido a que en ellas se realizan las pruebas pertinentes.
- La estructura metálica requiere cimentaciones de menor proporción, lo que genera una disminución en los costos en excavaciones.
- Necesita mantenimiento y supervisión periódica, debido a que es altamente corrosivo.
- Existe un costo adicional asociado con la necesidad de mano de obra especializada, es decir, debe ser personal formado técnicamente.

- Se puede utilizar en construcciones que requieren grandes luces, hasta 100m según el sistema de construcción utilizado.

1.4.2.2.3 Sistemas de construcción con acero estructural

Las construcciones realizadas mediante acero estructural son todas prefabricadas, es decir, las distintas piezas que conforman la estructura del edificio se realizan en fábrica y se transportan en forma de perfiles y chapas al lugar de trabajo. Sin embargo podemos clasificar los sistemas de construcción según los requisitos de la nave a realizar.

Hay que tener en cuenta que muchas de las empresas dedicadas a la realización de estructuras metálicas disponen de diversos sistemas según las necesidades constructivas, por lo que en el presente proyecto nos hemos basado en los dos sistemas que nos ofrece la casa AÑURI, S.A.:

- Villoar 2 banco: Es un sistema estructural especialmente diseñado para naves industriales, pabellones, polideportivos, grandes superficies... donde sea necesaria mucha iluminación natural. Entre sus características más representativas podemos destacar:
 - La iluminación cenital que se consigue, proporciona unos ambientes interiores luminosos y agradables, que superan con creces a los proporcionados por otros sistemas estructurales.
 - La capacidad de aislamiento de la cubierta se incrementa por la acción termorreguladora de la gran cámara de aire creada entre la cubierta y el falso techo (ver *figura 1.26*)
 - La limpieza e higiene que se consigue, como consecuencia de ocultar la estructura de cubierta con el falso techo, reducen enormemente el coste de mantenimiento de las instalaciones.
 - Se pueden conseguir luces de hasta 100m, debido a la utilización de pilares estructurales independientes anclados en la cimentación, por lo que los apoyos no son articulados.

- La seguridad en el montaje queda garantizada por el ensamblaje, mediante soldaduras y tornillos, a nivel de suelo de la mayoría de la estructura. Este proceso es también responsable de que dicho montaje se realice con agilidad y rapidez.

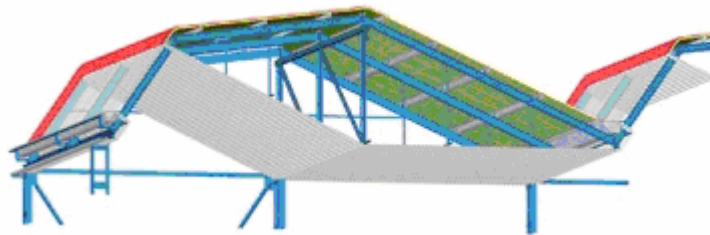


Figura 1.26. Detalle cubierta sistema Villoor 2 banco

- Portifort: sistema estructural diseñado con el objeto de satisfacer la actual demanda de estructuras “sencillas” y de bajo coste. Entre sus características más representativas podemos destacar:
 - Se utilizan pórticos en lugar de pilares estructurales independientes. Da una respuesta eficaz a las grandes luces, hasta 80m, y/o grandes alturas, hasta 30m sin plantas intermedias
 - Los apoyos articulados materializados en los pórticos reducen el coste de la cimentación, al evitarse la transmisión de momentos flectores a las zapatas estructurales.
 - La agilidad y rapidez del montaje queda garantizada por el ensamblaje del 98% de las uniones mediante tornillos calibrados y de alta resistencia, lo que evita casi por completo la utilización de la soldadura.
 - Se puede prever lucernarios en la cubierta intercalándolos entre las chapas de cubierta, aunque la iluminación natural será muy inferior al del sistema anterior (ver *figura 1.27*).



Figura 1.27. Detalle cubierta sistema Polifort

1.4.2.3 Elección material mediante método valor medio ponderado.

Teniendo presente las propiedades de los materiales estructurales y sus sistemas constructivos descritos, procedemos a definir a continuación el que se adapta mejor a nuestras necesidades mediante la técnica del valor medio ponderado.

Para utilizar este método es necesario:

- Definir los factores a tener en cuenta: Éstos vendrán determinados según las características propias de los dos materiales estructurales descritos y de las ventajas e inconvenientes de sus sistemas constructivos.
- Hay que tener en cuenta que en el factor “coste” englobamos todo lo referente al coste económico de la obra y no solo al precio propio del material, por lo que consideramos necesario realizar también para este factor el método del valor medio ponderado y así definirlo correctamente.
- Establecer una escala de medida: Utilizaremos valores entre 1-10.
- Evaluar cada uno de los factores por cada sistema constructivo
- Asignar un cada uno de los factores un peso relativo teniendo en cuenta nuestras necesidades estructurales.

Como ya hemos mencionado primero definiremos el factor “coste” de cada uno de los sistemas estructurales estudiados mediante la técnica del valor medio ponderado. Hay que tener en cuenta que en la **tabla 1.6** una mayor puntuación en los factores indica un coste más reducido y viceversa.

		Coste			
		Hormigón armado/pretensado		Acero estructural	
		<i>In-Situ</i>	<i>Prefabricado</i>	<i>Villoar</i>	<i>Portifort</i>
Factores	Peso relativo (%)				
Material	20	9	6	7	8
Transporte/Montaje	15	9	6	8	8
Mantenimiento	10	8	9	7	7
Mano obra especializada	15	7	9	6	7
Cimentaciones	10	7	7	8	9
Reutilización material (ampliación)	20	4	9	7	7
Rapidez Ejecución	10	6	9	8	9
TOTAL		7.1	7.75	7.2	7.75

Tabla 1.6. Valoración del factor “coste” mediante valor medio ponderado

Una vez obtenido el valor del factor “coste” de cada una de las alternativas procedemos a realizar la misma técnica para la elección del sistema constructivo. En la **tabla 1.7** una mayor puntuación indica una mejor respuesta al factor y viceversa:

		Sistemas constructivos			
		Hormigón armado/pretensado		Acero estructural	
		<i>In-Situ</i>	<i>Prefabricado</i>	<i>Villoar</i>	<i>Portifort</i>
Factores	Peso relativo (%)				
Resistencia Estructural	10	6	8	9	9
Seguridad Estructural	20	6	9	7	7
Durabilidad	10	8	9	7	7
Resistencia Fuego	10	8	9	6	6
Versatilidad acabados	5	9	6	7	7
Aislamiento	10	7	8	7	6
Rapidez Ejecución	5	6	9	8	9
Calidad/control	10	6	9	9	9
Flexibilidad proyecto	5	9	6	7	8
Coste	15	7.1	7.75	7.2	7.75
TOTAL		6.96	8.31	7.38	7.46

Tabla 1.7. Alternativas sistemas constructivos mediante valor medio ponderado

Observando los anteriores resultados concluimos en definir que **la nave industrial a realizar se hará mediante hormigón armado y pretensado prefabricado**, ya que es el sistema que más se adapta a nuestras necesidades al obtener un valor de 8.31 en la técnica del valor medio ponderado.

Entre las distintas empresas dedicadas a realizar estructuras prefabricadas mediante hormigón armado y pretensado utilizaremos los datos ofrecidos por la empresa Prefabricados Pujol S.A., una de las empresas más importantes a nivel nacional en este sector y que tiene su sede en Mollerusa (Lleida).

1.5 DESCRIPCIÓN NAVE INDUSTRIAL (MEMORIA TÉCNICA).

1.5.1 CARGAS CONSIDERADAS

La determinación de las cargas en la cubierta se ajusta a las disposiciones del CTE tanto para el efecto del viento como para el de la nieve; valores y conceptos que han cambiado respecto a la NBE-88 anterior.

- El viento se determina según la región geográfica en que esté el edificio (Zonas A, B, y C) y para el coeficiente de exposición se ajusta a uno de los tipos de entorno (del I al V) según el Grado de aspereza del terreno. Para el coeficiente de presión exterior se utilizan las tablas de D.3 a D.13 teniendo en cuenta la forma del edificio y la pendiente de la cubierta.
- Para la determinación de la carga de nieve se tiene en cuenta el art. 3.5, tomando los valores de la tabla 3.8 cuando el edificio está situado en una capital de provincia; y de acuerdo con la tabla E.2 en otras localidades, en función de la zona de nieve (del 1 al 7) y según la altura topográfica del lugar.
- Los valores de las sobrecargas de uso se toman de la tabla 3.1 en las distintas categorías de uso establecidas (de A a G). Se aplica la disposición que para cubiertas con inclinación menor de 20° (categoría de cubiertas ligeras sobre correas) un valor característico de sobrecarga de uso de 0.4 kN/m²., en el caso de carga uniforme y de 1 kN para la carga concentrada. Considerando además que esta sobrecarga de uso no será concomitante con el resto de acciones variables.
- Finalmente la carga de las viguetas y de la chapa vendrá indicada teniendo en cuenta los pesos propios facilitados por los fabricantes y que podemos observar en sus fichas técnicas en el anexo 2.5 del proyecto.

Para observar detalladamente la determinación de las cargas de cubierta, ver el punto 2.2.1 “Cargas variables en cubierta” en el anexo 2.2 del proyecto.

La determinación de las cargas en el forjado dependen, a excepción de su peso propio que viene indicado en su ficha técnica del anexo 5, del uso que se le quiera dar a dicho altillo. Para nuestro caso en concreto, teniendo en cuenta lo indicado en el punto 1.3.2, consideraremos una sobrecarga total de 480 kg/m^2 (sobrecarga + pavimento) para el altillo, al tener que realizarse para unas posibles oficinas, y de 100 kg/m^2 para el falso techo, ya que únicamente será transitable en caso de mantenimiento.

Los cálculos realizados en la nave están realizados según las siguientes cargas:

<i>Cubierta</i>			
	Carga viguetas: viga de 26 a 1.80 m.	30	Kg/m2.
	Carga permanente (chapa, instalaciones...)	14	Kg/m2.
	Carga de viento máx.	16.55	Kg/m2.
	Carga de nieve	40	Kg/m2.
	Carga de mantenimiento o de uso	40	Kg/m2.

Tabla 1.8. Sobrecargas en cubierta para la nave industrial

<i>Forjado I</i>	<u>Sobrecarga de uso: Placa Alveolar 30+5</u>		
	Peso propio con capa compresión +5cm.	532	Kg/m2.
	Carga permanente (pavimento)	80	Kg/m2.
	Tabiquería	0	Kg/m2.
	Sobrecarga de uso	400	Kg/m2.
	Carga Total	1012	Kg/m2.

Tabla 1.9. Sobrecargas en altillo para la nave industrial

<i>Forjado II</i>	<u>Sobrecarga de uso: Placa Alveolar 30</u>		
	Peso propio sin capa compresión.	456	Kg/m2.
	Carga permanente (pavimento)	0	Kg/m2.
	Tabiquería	0	Kg/m2.
	Sobrecarga de uso	100	Kg/m2.
	Carga Total	556	Kg/m2.

Tabla 1.10. Sobrecargas en falso techo para la nave industrial

1.5.2 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES UTILIZADOS.

La resistencia característica " f_{ck} " de los hormigones utilizados es la siguiente:

- Piezas prefabricadas nave industrial:
 - Piezas de hormigón armado: $300\text{kg} / \text{cm}^2 \approx 30\text{N} / \text{mm}^2$
 - Piezas de hormigón pretensado: $250 - 500\text{kg} / \text{cm}^2 \approx 25 - 50\text{N} / \text{mm}^2$.
- Cimentación:
 - Zapatas y vigas de atado: $250\text{kg} / \text{cm}^2 \approx 25\text{N} / \text{mm}^2$
 - Hormigón pobre (bajo zapatas): $200\text{kg} / \text{cm}^2 \approx 20\text{N} / \text{mm}^2$.

En las piezas pretensadas esta amplitud de resistencias se adapta para poder ajustarse específicamente al proyecto de cada pieza, y es función de las solicitaciones a que estará sometida tanto en su estado último como en el momento de la transferencia. Para observar exactamente el tipo de hormigón utilizado para cada una de las piezas de la nave industrial observar la ficha de fabricación en el apartado **3.2** del proyecto.

Por otra parte, el acero de las armaduras de las piezas y la cimentación, tiene las siguientes características:

- Acero corrugado: Límite Elástico $f_{yk} = 5100\text{kg} / \text{cm}^2 \approx 510\text{N} / \text{mm}^2$
- Cordon acero para pretensar $f_{yk} = 17100\text{kg} / \text{cm}^2 \approx 1710\text{N} / \text{mm}^2$

Para la confección del hormigón puede utilizarse un producto fluidificante a fin de conseguir la plasticidad adecuada para una correcta ejecución. La relación agua/cemento será inferior a 0.40 y a efectos de cálculo se considerará con un peso específico de $2500\text{kg} / \text{m}^3$.

Para la compactación de los hormigones se utilizan vibradores de alta frecuencia, internos o externos, en función del tipo de moldeo.

1.5.3 DESCRIPCIÓN PIEZAS PREFABRICADAS. MÉTODO CÁLCULO

1.5.3.1 Pilares prefabricados.

Los pilares prefabricados son los elementos estructurales encargados de transmitir las cargas de la construcción en sentido vertical hasta la cimentación, la cual repartirá el peso al terreno. Éstos están sometidos a esfuerzos de compresión, pudiendo también sufrir momentos debido a cargas de forjados y puente grúa o a las acciones sísmicas.

En la obra a realizar, como se puede observar en el plano “Planta general (Ref.)” del apartado 3.1 del proyecto, se han obtenido de cálculo pilares con un empotramiento en la cimentación de 80cms y con la siguiente geometría:

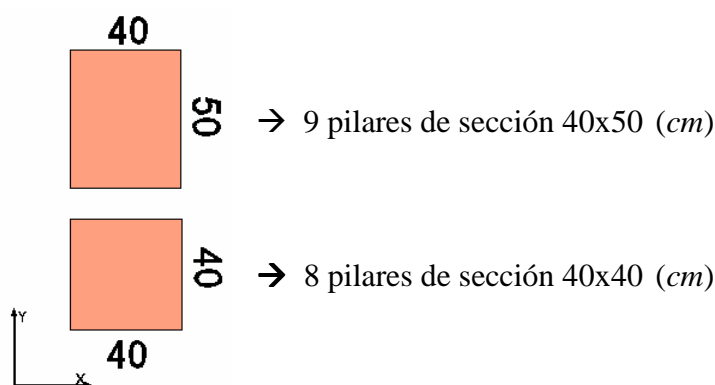


Figura 1.28. Sección pilares en nave industrial

Los pilares de cualquier nave industrial están fabricados de tal forma que se adaptan a las necesidades estructurales de la construcción, es decir, que disponen de los accesorios necesarios para que las otras piezas de la obra puedan apoyarse o anclarse en ellos correctamente. En nuestra nave industrial a realizar podemos observar los siguientes accesorios en los pilares:

- **Cartelas o ménsulas:** piezas de hormigón de distintas medidas que sobresalen del pilar, cuya función es permitir el apoyo de las piezas de la estructura. Según el tipo de pieza que se apoya, las cartelas pueden ser (ver *figura 1.29*):

- *De puente grúa:* la cartela dispone de una pletina embebida en ella para poder soldar la carrilera del puente grúa. Los pilares que disponen de

cartela para puente grúa en la nave industrial realizada son todos aquellos situados en la cara este y oeste de la estructura.

- De jácena de forjado: la cartela dispone de dos barras de acero, las cuales son introducidas en las vainas “agujeros” de las jácenas para asegurar la correcta unión entre los elementos. Todos los pilares que soportan el forjado disponen de dichas cartelas.

- De jácena de cubierta: la cartela dispone de un encaje formado por dos “orejas” de hormigón, la anchura del cual depende de la anchura del ánima de la pieza a colocar. Dicho encaje asegura la correcta unión entre las piezas al no permitir desplazamientos laterales. El único pilar en la obra que tiene esta cartela es el **AT** (ver fichas de fabricación en el apartado **3.2** del proyecto).

- De edificación: son cartelas mucho más pequeñas que las anteriores, cuya única función es ofrecer un correcto apoyo de las placas de forjado de los altillos en los lugares donde no existe jácena de forjado. Éstas no disponen de ningún elemento añadido en ellas. Este tipo de cartela lo podemos observar en el pilar **AY** (ver fichas de fabricación en punto **3.2**)

- De canal: son cartelas cuya única función es sujetar la canal prefabricada cuando no puede realizarse en el cabezal del pilar, ya que éste no “muere” a la cota indicada para el apoyo de la canal. El único pilar en la obra que tiene esta cartela es el **AT** (ver fichas de fabricación en punto **3.2**), ya que se eleva hasta 50cms por debajo de la parte superior del panel para poder sujetarlo correctamente, tal y como se ha indicado en el montaje de los paneles horizontales (pliego de condiciones técnicas particulares en el apartado **4.5** del proyecto).

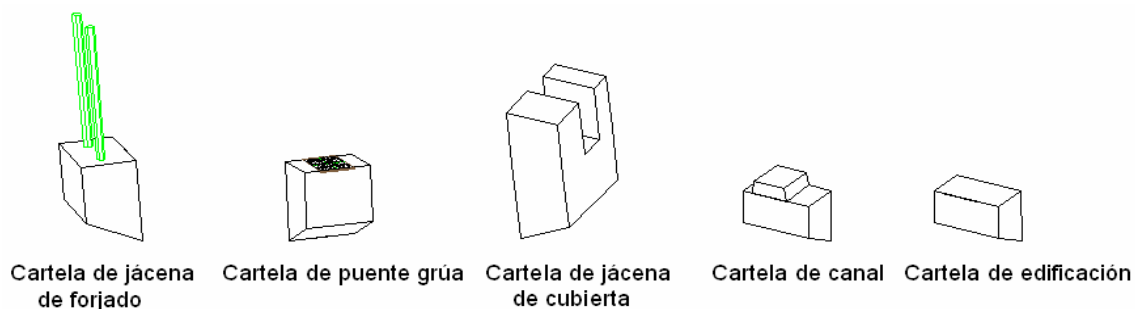


Figura 1.29. Tipos cartelas en pilares nave industrial

- **Pletinas:** chapa metálica embebida en una de las caras del pilar para poder soldar algún elemento metálico requerido en la obra. En nuestra nave industrial los pilares que disponen de pletinas embebidas son los situados en la cara este, las cuales han sido añadidas para que, en caso de realizarse una futura ampliación, se pueda soldar una cartela metálica para poner un puente grúa.
- **Bayoneta:** Es un recreado de hormigón situado en el cabezal del pilar que nos permite sujetar los paneles horizontales sin necesidad de elevar el pilar. La longitud máxima permitida para una bayoneta es de 1.15m. Los pilares que disponen de bayoneta en el cabezal son el **AZ** y el **AY** (ver fichas de fabricación en el apartado 3.2)
- **Scatolas:** Elemento introducido en el pilar durante el proceso de fabricación y que nos permite dejar el hueco para introducir el poliestirolo para sujetar los paneles horizontales (ver ficha técnica en el anexo 2.5 del proyecto).
- **Halfenes:** Guía de aluminio situada en el cabezal del pilar o en uno de sus laterales y que permite la correcta sujeción de los paneles horizontales, tal y como se ha indicado en el proceso de montaje de dichos paneles.
- **Accesorios para sismo:** elementos necesarios en obras en que la normativa sísmica sea de obligado cumplimiento los cuales están situados en el cabezal de aquellos pilares en los que se apoyan una jácena de cubierta, cuya función es la de asegurar la unión entre las piezas (ver fichas técnicas de los accesorios para el sismo en el anexo 2.5 del proyecto).

Hay que comentar que en los pilares, además de disponer de los accesorios anteriormente descritos, el cabezal está realizado teniendo en cuenta las necesidades contractivas de la obra y las piezas que se tienen que apoyar en él. En la nave industrial realizada observamos cuatro tipos de cabezales distintos (ver **figura 1.30**):

- Con encaje para jácena de cubierta y canal: el encaje está formado por dos “orejas” de hormigón, la anchura del cual depende de la anchura del ánima de la pieza a colocar (15cm en riostras o 24cm en peraltadas). La parte superior de las orejas está realizada con una forma que permite el correcto apoyo de la canal. Dicho cabezal puede ser cerrado o abierto, según si requiere el apoyo de las jácenas de cubierta por uno o dos laterales respectivamente.
- Con encaje para jácena de cubierta: igual que el cabezal anterior pero las orejas que forman el encaje no disponen de apoyo para la canal.
- Macizo: realizado en aquellos pilares en que no apoya ninguna pieza en el cabezal del pilar. El único pilar que dispone de este tipo de cabezal en la obra realizada es el **AT** (ver fichas de fabricación en el apartado **3.2** del proyecto)
- Macizo con barras de acero: realizado en aquellos pilares en que en su cabezal se apoya una jácena de forjado, introduciendo las barras de acero en las vainas de ésta. El único pilar que dispone de este tipo de cabezal en la nave industrial es el **AP** (ver fichas de fabricación en el apartado **3.2** del proyecto)

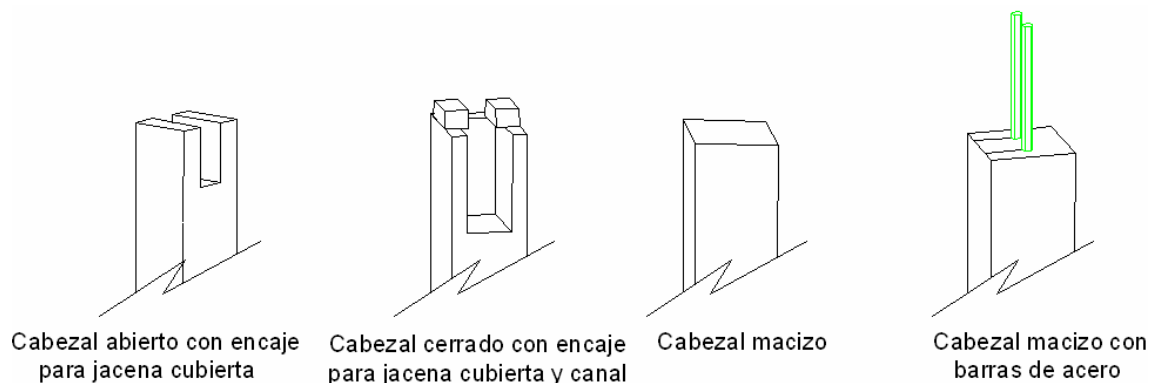


Figura 1.30. Detalle cabezales pilares en nave industrial

Los pilares de toda la nave se han calculado mediante un análisis conjunto de toda la estructura, utilizando el “Dimensionamiento Pilares”, un programa matricial espacial de la empresa Prefabricados Pujol S.A., el cual ha sido realizado por la “Universitat Politècnica de Catalunya” a través de la “ETS d’Enginyers de Camins, Canals i Ports”.

El programa dimensiona la armadura del pilar con la peor de las hipótesis realizadas teniendo en cuenta las acciones que afectan a la estructura: cargas permanentes y variables, pesos propios de los elementos estructurales, sobrecargas de uso, viento y sismo. Se analizan las siguientes hipótesis de carga para acciones no mayoradas:

En ELS:

- 1.- cargas permanentes + sobrecargas
- 2.- cargas permanentes + viento según X+
- 3.- cargas permanentes + viento según X-
- 4.- cargas permanentes + viento según Y+
- 5.- cargas permanentes + viento según Y-
- 6.- cargas permanentes + sobrecargas + $(0.6 \cdot \text{viento según X+})$
- 7.- cargas permanentes + sobrecargas + $(0.6 \cdot \text{viento según X-})$
- 8.- cargas permanentes + sobrecargas + $(0.6 \cdot \text{viento según Y+})$
- 9.- cargas permanentes + sobrecargas + $(0.6 \cdot \text{viento según Y-})$
- 10.- cargas permanentes + $(0.7 \cdot \text{sobrecargas})$ + viento según X+
- 11.- cargas permanentes + $(0.7 \cdot \text{sobrecargas})$ + viento según X-
- 12.- cargas permanentes + $(0.7 \cdot \text{sobrecargas})$ + viento según Y+
- 13.- cargas permanentes + $(0.7 \cdot \text{sobrecargas})$ + viento según Y-

En caso de ser de obligado ***cumplimiento la normativa sísmica*** en la obra, como es el caso de la obra a realizar (ver punto **2.2.3.1**), se generan 4 hipótesis nuevas:

- 14.- cargas permanentes + sismo X + $(0.60 \cdot \text{sobrecargas})$
- 15.- cargas permanentes - sismo X + $(0.60 \cdot \text{sobrecargas})$
- 16.- cargas permanentes + sismo Y + $(0.60 \cdot \text{sobrecargas})$
- 17.- cargas permanentes - sismo Y + $(0.60 \cdot \text{sobrecargas})$

Para observar los resultados obtenidos a partir de las distintas hipótesis de carga realizadas en los pilares, ver el punto **2.2.7** del anexo **2.2** del proyecto.

1.5.3.2 Jácena Peraltada armada B-36.

Es una pieza de cubierta en doble pendiente, armada, con sección en doble T preparada para trabajar isostáticamente. Tiene una pendiente fija en la cubierta del 10%, un canto central de 1.60m y un acho de aleta inferior y superior de 36cm, valores determinados por el molde de fabricación, siendo su longitud máxima posible de 20m para cargas no superiores a los 1125kg/ml (ver figura 1.31)

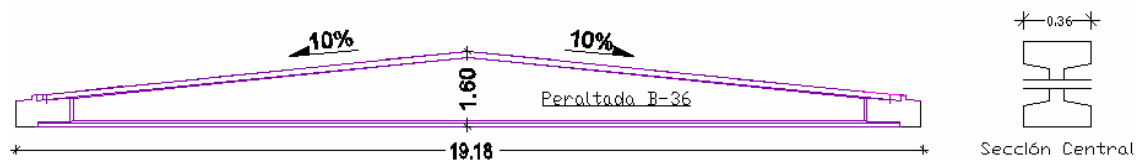


Figura 1.31. Detalle jácena peraltada B-36

En la nave a realizar la longitud necesaria de fabricación para cubrir la luz existente es de 19.18m, ya que ésta apoya en el centro de los pilares, dejando una holgura de 1cm por cada extremo. La carga a soportar viene dada por:

- Las cargas consideradas en cubierta, sin tener en cuenta la carga de mantenimiento, ya que se considera según la CTE no concomitante, ni la carga del viento, ya que en jácenas de cubierta con doble pendiente se considera que, al existir presión y succión, éstas se anulan. Por lo tanto obtenemos la siguiente carga a considerar: $Q_{cubierta} = q_{peso} + Q_{chapa} + Q_{nieve} = 30 + 14 + 40 = 84 \text{ Kg} / \text{m}^2$
- La suma de la mitad de la separación (intereje) entre las jácenas de cubierta situadas a ambos lados de la jácena de estudio, cuyo valor más desfavorable es:

$$L_{carga} = \frac{L_1 + L_2}{2} = \frac{10 + 10}{2} = 10 \text{m}$$

Obteniendo una carga máxima a soportar $\rightarrow Q_{soportar} = 84 \cdot 10 = 840 \text{ Kg} / \text{m} \approx 8.4 \text{ KN} / \text{m}$

Las jácenas peraltadas B-36 de la nave industrial realizada disponen de una serie de accesorios que nos aseguran el correcto comportamiento de la jácena en la estructura y nos evitan problemas en el montaje. Dichos elementos son:

- **Varilla roscada M-20:** accesorio situado a 40 cms del extremo de la jácena el cual es utilizado para sujetar la canal mediante un conjunto soporte canal 240. También existe una varilla roscada a 67cms de uno de los extremo para la solución antisísmica de los cortafuegos (ver fichas técnicas en anexo 2.5).
- **Huecos para la seguridad:** agujeros hechos en el proceso de fabricación de la pieza que son utilizados en el montaje para situar los tubos de seguridad, accesorio en los que se ata la línea de vida para asegurar los montadores.
- **Recorte de aleta:** como su nombre indica, en el proceso de fabricación de la pieza, se realiza un corte de la aleta en el extremo de la jácena para poder evitar las orejas existentes en el pilar y permitir así el correcto apoyo de la jácena (ver **figura 1.32**). Existen recortes de aleta de distintas medidas, los cuales vienen definido según el apoyo de la jácena en el pilar, siendo de 27cms el existente en las jácenas peraltadas B-36 de nuestra nave industrial (25cm del apoyo más 2cm de holgura).
- **Recorte de canal:** como su nombre indica, en el proceso de fabricación de la pieza, se realiza un corte en el extremo de la jácena para poder evitar la canal que apoya en el cabezal del pilar y permitir así el correcto apoyo de la jácena (ver **figura 1.32**). La profundidad y la longitud de dicho corte vendrá definida según la superficie de contacto entre las dos piezas, siendo para nuestra nave industrial a realizar 0.09cm y 0.17cm respectivamente.

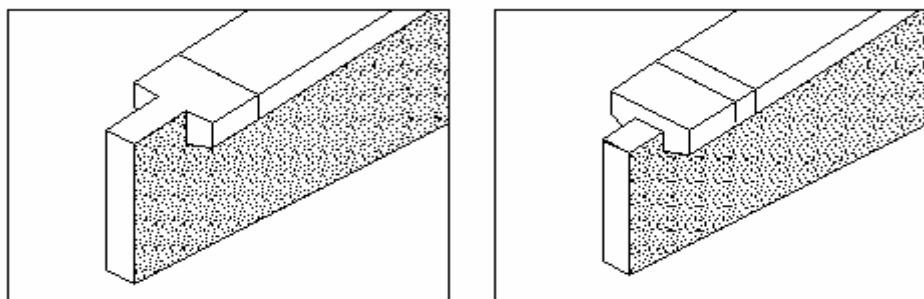


Figura 1.32. Recorte aleta (izquierda) y recorte canal (derecha)

Estas piezas se calculan con el programa “Programa Cubiertas” (para el proyecto de jácenas de hormigón armado y pretensado para cubiertas), realizado por el Departament

d'Enginyeria de la Construcció de la ETS d'Enginyers de Camins, Canals i Ports de la Universitat Politècnica de Catalunya.

Dicho programa procede al cálculo en servicio y en rotura de las 300 secciones en que se divide la pieza, determinando una armadura pasiva de armado para cumplir los requerimientos necesarios. Además comprueba el correcto funcionamiento de la aleta superior para la puntual que representa la vigueta.

Cada pieza se calcula estrictamente para la carga definida en cubierta, cargas permanentes y sobrecarga por m^2 , generando el programa una memoria, la cual se puede observar en el apartado **2.2.7** del anexo **2.2** del proyecto, en la que se indica:

- Las características de los materiales utilizados y de sus correspondientes coeficientes de seguridad
- Las cargas consideradas y los esfuerzos de cálculo (valores para el dimensionado y de las comprobaciones hechas en izado y transporte)
- La armadura pasiva y el dimensionamiento y comprobación de la armadura longitudinal inferior y superior, determinada en cada caso por ELU de flexocompresión.
- La comprobación que la fisura no exceda el valor máx. admisible (ELS)
- La armadura transversal obtenida de cálculo en el alma de la pieza.

1.5.3.3 Riostra frontal 50.

La Riostra frontal es una pieza para cubierta, de sección constante y en forma de T simple, realizada siempre en hormigón armado, a colocar según la pendiente de la nave (ver *figura 1.33*). Cuando la fachada realizada con paredes prefabricadas verticales se sujeta en ella, ver punto **4.5.7.3.1 “Fijación de la pared”** del pliego de condiciones del proyecto, la aleta superior se arma para resistir el esfuerzo.

El canto de las riostras frontales puede ser de 50 y 65 cm, el cual depende de la longitud de la jácena y de la carga a resistir, siendo en nuestra nave industrial realizada todas ellas de canto 50.

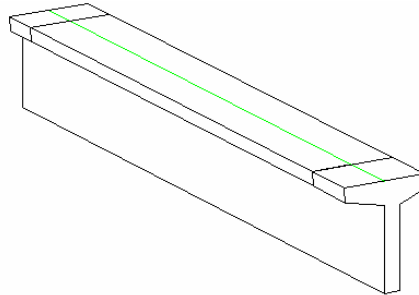


Figura 1.33. Detalle riostra frontal

La carga a soportar viene dada por:

- Las cargas consideradas en cubierta, teniendo en cuenta la correspondiente combinación de acciones indicadas en el punto 2.2.2.2 del anexo 2.2 del proyecto. Realizamos las siguientes hipótesis, eligiendo la más desfavorable para el cálculo:

a) Hipótesis primera:

$$Q_{\text{cubierta}} = q_{\text{peso}} + Q_{\text{chapa}} + Q_{\text{mant}} = 30 + 14 + 40 = 84 \text{ kg} / \text{m} \approx 0.84 \text{ KN} / \text{m}$$

b) Hipótesis segunda:

$$Q_{\text{cubierta}} = q_{\text{peso}} + Q_{\text{chapa}} + Q_{\text{nieve}} + \psi_{\text{viento}} \cdot Q_{\text{viento}} = 84 + 0.6 \cdot 16.55 = 93.9 \text{ kg} / \text{m} \approx 0.94 \text{ KN} / \text{m}$$

c) Hipótesis tercera:

$$Q_{\text{cubierta}} = q_{\text{peso}} + Q_{\text{chapa}} + Q_{\text{viento}} + \psi_{\text{nieve}} \cdot Q_{\text{nieve}} = 60.55 + 0.5 \cdot 40 = 80.55 \text{ kg} / \text{m} \approx 0.81 \text{ KN} / \text{m}$$

- La mitad de la separación (intereje) entre la jácena de cubierta situadas justamente al lado de la jácena de estudio más la distancia desde el centro de la jácena hasta la fachada exterior, que equivale a 0.2m. El valor de la longitud a considera más desfavorables es:

$$L_{carga} = \frac{L_1}{2} + 0.2 = \frac{10}{2} + 0.2 = 5.2m$$

Obteniendo una carga máx. a soportar $\rightarrow Q_{soportar} = 94 \cdot 5.2 = 489 Kg / m \approx 4.89 KN / m$

Las riostras frontales de la nave industrial realizada disponen de una serie de accesorios que nos aseguran el correcto comportamiento de la jácena en la estructura y nos evitan problemas en el montaje. Dichos elementos son:

- **Varilla roscada M-20:** accesorio situado a 45cm del extremo de la jácena el cual es utilizado para sujetar la canal mediante un conjunto soporte canal 240. También existe una varilla roscada en las riostras **RL-4** y **RL-2** para la solución antisísmica de los cortafuegos (ver fichas técnicas en anexo **2.5**).
- **Huecos para la seguridad:** agujeros hechos en el proceso de fabricación de la pieza que son utilizados en el montaje para situar los tubos de seguridad, accesorio en los que se ata la línea de vida para asegurar los montadores.
- **Recorte de aleta:** como su nombre indica, en el proceso de fabricación de la pieza, se realiza un corte de la aleta en el extremo de la jácena para poder evitar las orejas existentes en el pilar y permitir así el correcto apoyo de la jácena (ver **figura 1.32**). Existen recortes de aleta de distintas medidas, los cuales vienen definidos según el apoyo de la jácena en el pilar, siendo de 22cms el existente en las jácenas de nuestra nave industrial (20cm del apoyo más 2cm de holgura).
- **Recorte de canal:** como su nombre indica, en el proceso de fabricación de la pieza, se realiza un corte en el extremo de la jácena para poder evitar la canal que apoya en el cabezal del pilar y permitir así el correcto apoyo de la jácena (ver **figura 1.32**). La profundidad y la longitud de dicho corte vendrá definida según la superficie de contacto entre las dos piezas, siendo para nuestra nave industrial a realizar 0.075cm y 0.22cm respectivamente.

Las riostras frontales se calculan con el mismo programa que las jácenas peraltadas, es decir, el “Programa Cubiertas” (para el proyecto de jácenas de hormigón armado y pretensado para cubiertas), aunque en este caso la pieza es dividida en 200 secciones.

1.5.3.4 Riostra central 50.

La Riostra central es una pieza para cubierta, de sección constante y en forma de T simple, realizada siempre en hormigón armado, con una pendiente de fabricación del 10% o 12% según la requerida en la nave (ver **figura 1.34**), siendo del 10% la necesaria en nuestro caso. Cuando la fachada realizada con paredes prefabricadas verticales se sujeta en ella, ver punto **4.5.7.3.1 “Fijación de la pared”** del pliego de condiciones del proyecto, la aleta superior se arma para resistir el esfuerzo.

El canto de las riostras centrales puede ser de 50 y 65cm, el cual depende de la longitud de la jácena y de la carga a resistir, siendo en nuestro caso de canto 50.

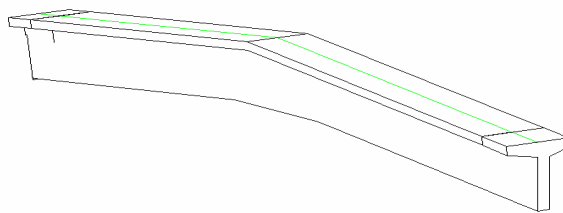


Figura 1.34. Detalle riostra central

La carga a soportar viene dada por:

- Las cargas consideradas en cubierta, sin tener en cuenta la carga de mantenimiento, ya que se considera según la CTE no concomitante, ni la carga del viento, ya que en jácenas de cubierta con doble pendiente se considera que, al existir presión y succión, éstas se anulan. Por lo tanto obtenemos la siguiente carga a considerar: $Q_{cubierta} = q_{peso} + Q_{chapa} + Q_{nieve} = 30 + 14 + 40 = 84 \text{ Kg} / \text{m}^2$
- La mitad de la separación (intereje) entre la jácena de cubierta situadas justamente al lado de la jácena de estudio más la distancia desde el centro de la jácena hasta la fachada exterior, que equivale a 0.2m. El valor de la longitud a considerar más desfavorables es:

$$L_{carga} = \frac{L_1}{2} + 0.2 = \frac{10}{2} + 0.2 = 5.2m$$

Obteniendo una carga máx. a soportar $\rightarrow Q_{soportar} = 84 \cdot 5.2 = 436.8 Kg / m \approx 4.37 KN / m$

Los accesorios que encontramos en las riostras centrales de nuestra nave industrial son los mismos que los de las riostras frontales, a excepción de la varilla roscada y el recorte de canal que no existen al no estar éstas cerca la canal y el cortafuego.

El programa de cálculo es el mismo utilizado para las riostras frontales y las peraltadas, “Programa Cubiertas”, dividiendo la pieza en 200 secciones para su estudio.

1.5.3.5 Jácenas Thalasa de forjado.

Es una jácena de forjado pudiéndose fabricar en pretensado o en armado, según la carga a resistir y la longitud de la misma, la cual se dimensiona isostáticamente.

Estas jácenas están previstas para soportar forjados realizados con placas alveolares con cabeza de compresión. Las jácenas Thalasa cuelgan bajo el forjado 50 cm. El canto del forjado también suma en el canto de la jácena. Puede tener forma de T o de L, según reciba placas de forjado por ambos lados o a un solo lado de la jácena (ver **figura 1.35**)



Figura 1.35. Tipos de jácenas de forjado (corte de la sección)

En la nave industrial a realizar únicamente existen jácenas thalasa en forma de “L”, ya que reciben las placas alveolares por uno de los lados, además debido a la carga a soportar, como se puede observar en las fichas de fabricación del apartado 3.2 del proyecto, las jácenas del altillo son pretensadas mientras que las del falso techo son armadas. Hay que tener en cuenta que la anchura de las jácenas de forjado también es

variable teniendo en cuenta la anchura de la cara del pilar a la que van apoyadas, siendo ésta para nuestra nave de 50cm y 40cm.

La carga a soportar por las jácenas talasa en el altillo y el falso techo viene dada por:

- Las cargas consideradas en forjado, las cuales se pueden observar en el punto **1.5.1** o en los planos del apartado **3.1** del proyecto, siendo éstas:

Forjado nivel I (altillo): $1012\text{kg} / \text{m}^2 \approx 10.12\text{KN} / \text{m}^2$

Forjado nivel II (falso techo): $632\text{kg} / \text{m}^2 \approx 6.32\text{KN} / \text{m}^2$

- La mitad de la separación (intereje) entre las dos jácenas talasa existentes en el mismo nivel más la distancia desde el centro de la jácena hasta la cara exterior del forjado, que equivale para una jácena de ancho 50cm (caso más desfavorable) a 0.25m. El valor de la longitud a considerar será entonces:

$$L_{\text{carga}} = \frac{L_1}{2} + 0.25 = \frac{6.35 + 6.4}{2} + 0.25 = 6.625\text{m}$$

Obteniendo una carga máxima a soportar de:

$$Q_{\text{soportar}} = 1012 \cdot 6.625 = 6704.5\text{Kg} / \text{m} \approx 67.04\text{KN} / \text{m} \rightarrow \text{Forjado nivel I (altillo)}$$

$$Q_{\text{soportar}} = 632 \cdot 6.625 = 4187\text{Kg} / \text{m} \approx 41.87\text{KN} / \text{m} \rightarrow \text{Forjado nivel II (falso techo)}$$

Las jácenas talasa de la nave industrial realizada disponen de una serie de accesorios que nos aseguran el correcto comportamiento de la jácena en la estructura y nos evitan problemas en el montaje. Dichos elementos son:

- **Vainas:** huecos realizados en la jácena para poder introducir las barras de acero existentes en la cartela o en el cabezal del pilar y que nos permiten asegurar la correcta unión entre las piezas. Existen dos vainas en cada uno de los extremos de las jácenas (ver **figura 1.35**).
- **Armadura transversal de cosido:** armadura situada en la parte superior la función de la cual es unir correctamente la jácena con la capa de compresión (ver **figura 1.35**).

Estas piezas se calculan con el programa “Programa VIGCOP” (para el cálculo y dimensionamiento de vigas prefabricadas continuas o isostáticas para forjados de edificación), realizado por el Departament d’Enginyeria de la Construcció de la ETS d’Enginyers de Camins, Canals i Ports de la Universitat Politècnica de Catalunya.

Cada pieza se calcula estrictamente para la carga definida en forjado, cargas permanentes y sobrecarga por m^2 , generando el programa una memoria, la cual se puede observar en el punto **2.2.7** del anexo **2.2** del proyecto, en la que se indica:

- Las características de los materiales utilizados y de sus correspondientes coeficientes de seguridad
- Valores para el dimensionamiento de los refuerzo transversales en el alma y en la ménsula de apoyo del forjado
- El refuerzo longitudinal adicional por torsión y transversal por rasante en losa in-situ.
- La comprobación de las necesidades de flecha, tanto activa como total.
- Los valores de la comprobación de fisuración por compresión y tracción en servicio instantáneo y diferido.

1.5.3.6 Placas de forjado alveolares

Se entiende por placa alveolar un elemento superficial plano de hormigón pretensado, aligerado mediante alvéolos longitudinales, con juntas laterales especialmente diseñadas para poder ser rellenadas y poder transmitir esfuerzos cortantes a las placas colaterales (ver *figura 1.36*). Los cantos estándar de fabricación en la empresa Prefabricados Pujol varían entre 20 y 50cm, dependiendo de la carga y la luz a cubrir.

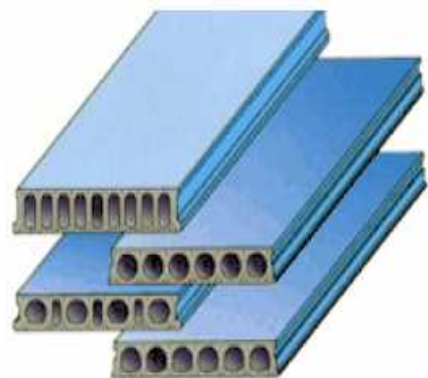


Figura 1.36. Placas alveolares

Lateralmente, la alveoplaaca para forjado presenta un perfil longitudinal, llamado cola de milano, diseñado de modo que al colocar las placas quedan en contacto por el borde inferior, achaflanado para mejora el aspecto de la unión, mientras que en el borde superior quedan separadas para permitir el macizado de la junta con hormigón de la capa (ver *figura 1.37*)

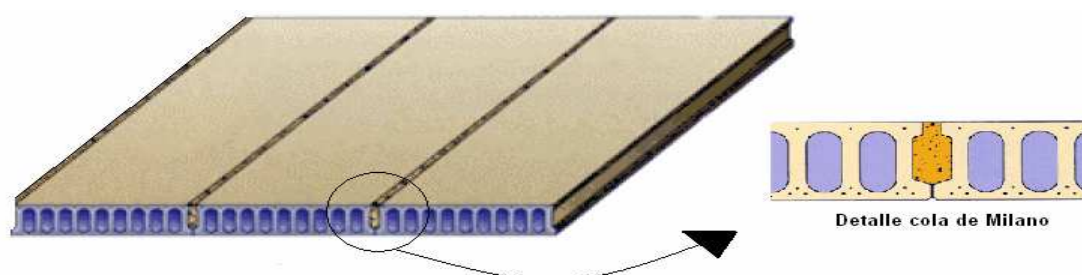


Figura 1.37. Detalle perfil longitudinal placa alveolar.

En nuestra nave industrial, debido a la carga considerada y a la longitud de placa requerida, 12.28m (observar planos **7** y **8** “Planta forjado (Ref.)” del apartado **3.1** del proyecto), el canto de placa alveolar a utilizar, sin tener en cuenta el recubrimiento de 5cm de la capa de compresión, es de 30cm. Además será necesario, según las tabla de la empresa Prefabricados Pujol S.A. “*Tabla de utilización placas alveolares – CTE*” (observar anexo **2.6**), situar una malla entre las placas y la capa de compresión compuesta por barras de 5cms de diámetro, formando cuadros de 20cms de longitud por 30cms de anchura.

Los cálculos de las placas de forjado se realizan mediante el programa “losas alveolares pretensadas según EHE-08” pudiéndose observar los resultados obtenidos en el punto **2.2.7** del anexo **2.2** del proyecto.

Para ver más información sobre las placas alveolares utilizadas se adjunta en el anexo **2.5** Las Fichas Técnicas aprobadas por la “Dirección General de Arquitectura i Vivienda” de la Generalidad de Cataluña.

1.5.3.7 Paneles exteriores de cerramiento.

Los paneles de cerramiento son aquellos que se disponen en el exterior de la nave y que conforman las fachadas de la misma. Los paneles prefabricados cerramiento pueden ser en una nave industrial de dos tipos:

- **Paneles verticales:** van apoyados directamente a la riostra de cimentación y sujetos por la parte superior al elemento de cubierta que dispongan.
- **Paneles horizontales:** los paneles horizontales que se sitúan en la hilera inferior de la fachada, al igual que los verticales, van apoyados directamente a la riostra de cimentación. Por otra parte, los que se sitúan a niveles superiores, van sujetos por ambos extremos a los pilares, por lo que la longitud de dichos paneles vendrá determinada por el intereje existente entre pilares.

Los paneles exteriores de cerramiento de la empresa Prefabricados Pujol S.A., debido al molde de fabricación, son de 20cm de grosor y pueden llegar a tener una anchura máxima de 2.40m, siendo muy importante tener en cuenta dicha anchura cuando se tiene que modular la fachada para poder evitar costes innecesarios, tanto de material como de transporte y montaje.

Los paneles horizontales están compuestos principalmente de tres armaduras longitudinales, dos en los extremos y una central, además de existir una armadura transversal para reforzar la zona donde se sitúan los ganchos de manipulación de la pieza (ver fichas de fabricación de los paneles exteriores en apartado **3.2** del proyecto). Para aligerar el peso de los paneles se coloca entre los espacios de las armaduras existentes unas láminas de porex de 9cm de espesor, las dimensiones de las cuales dependerán del hueco existente.

Lateralmente, los paneles exteriores presentan un sistema de unión con los otros paneles basado en el conocido método del machambrado, es decir, en uno de sus laterales tiene un saliente (macho) que se introduce en el hueco existente en el otro lateral (hembra) de la pared colindante, tal y como se puede observar en la **figura 1.38**.

En el caso que uno de sus laterales del panel quede visto (como por ejemplo el de los paneles extremos en cada una de las fachadas), se podrá eliminar el macho o la hembra según la necesidad, con el condicionante que, debido al molde de fabricación, en caso de eliminarse la hembra la anchura máx. del panel será de 2.20m.

Hay que destacar que los paneles exteriores en la empresa Prefabricados Pujol S.A. se pueden realizar con distintos acabados exteriores, los cuales se consiguen en introducir en la cara superior del panel pequeñas piedras de distintos colores durante el proceso de fabricación para que se adhieran al hormigón. Los acabados son:

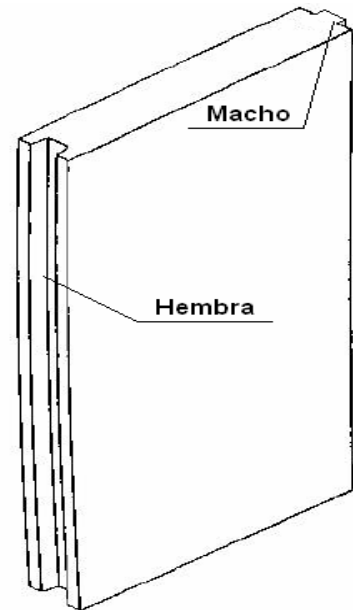


Figura 1.38. Detalle unión paneles

- Acabado liso gris: no se añade ninguna piedra en el proceso de fabricación por lo que el color obtenido es el propio del hormigón. Se trata el del acabado exterior más económico y será utilizado en nuestra nave industrial para todas las fachadas a excepción de la sur (ver **figura 1.39**)
- Áridos vistos Marfil, Perla y Segre: se añaden distintos tipos de piedra en el proceso de fabricación obteniéndose los acabados indicados en la **figura 1.39**. De los áridos vistos indicados el más económico según el catálogo de Prefabricados Pujol S.A. es el Segre, o también conocido como árido de río, por lo que será el utilizado en la fachada sur de la nave industrial, obteniendo así un mejor acabado al ser ésta la principal.



Figura 1.39. Acabados disponibles para el cerramiento exterior

Los paneles exteriores de cerramiento disponen, según si es horizontal o vertical, de una serie de accesorios que nos permiten, mediante el conjunto de montaje adecuado, su correcta sujeción en la estructura. El funcionamiento de los accesorios está indicado en el pliego de condiciones en el apartado **4.5.7.3.1** y **4.5.7.3.2** y son:

- **Halfenes:** Guía de aluminio situada en el panel y que permite la correcta sujeción de éstos en la estructura (pilares o jácenas). Éste accesorio es utilizado tanto para paneles verticales como horizontales, variando el conjunto de montaje según la pieza a la que se tiene que sujetar.
- **Cajones o cazoletas:** Accesorio situado en cada uno de los extremos del panel, en su parte superior, y que evitan que el panel se vuelque al permitir la sujeción con el pilar. Únicamente es utilizado en los paneles horizontales.
- **Hueco para poliestirol:** agujero realizado en los paneles horizontales colgados, uno a cada extremo, y que permiten situar el poliestirol para poder quedar colgado en el pilar.

Finalmente destacamos que en uno de los paneles de la nave industrial, más concretamente en el panel **HA**, se ha realizado, debido a motivos estéticos, un junta que simula la producida por dos paneles colindantes (ver plano **9** del apartado **3.1**)

El panel no dispone de programa de cálculo al no tratarse de un elemento resistente, por lo que únicamente disponemos de los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol y que quedan indicados en el anexo de cálculo **2.2** en el apartado **2.2.5.2** “Cálculo de los paneles exteriores de cerramiento”.

1.5.3.8 Correas de cubierta.

Las correas de cubierta son elementos pretensados ligeros que sirven como soporte del material de recubrimiento de los edificios industriales (chapa de cubierta). El canto de las correas es variable según la luz a cubrir (separación entre pilares), la carga de cubierta a resistir y la separación entre ellas, pudiendo ser éste de (ver *figura 1.40*):

- Canto 18 → correa maciza con una longitud máx. de fabricación de 6.58m.

- Canto 22 → correa maciza con una longitud máx. de fabricación de 7.68m.
- Canto 26 → correa tubular (aligerada con una hueco en el centro) con una longitud máx. de fabricación de 10.18m.
- Canto 32 → correa tubular con longitud máx. de fabricación de 12.58m.



Figura 1.40. Correa maciza (izquierda) y tubular (derecha)

En la nave industrial a realizar, tal y como se puede observar en el plano “Estructura de cubierta (Ref.)” del apartado **3.1** del proyecto y se ha verificado en el punto **2.2.2** del anexo **2.2**, las correas son de canto 26, con una separación longitudinal entre ellas de 1.80 y una longitud máxima de fabricación de 10.18m.

Las correas se sujetan a las jácenas de cubierta mediante un accesorio llamado “juego entrevigar”, el cual es distinto para cada canto de viga, siendo el necesario para nuestra nave industrial el juego de entrevigar N/26 (observar su ficha técnica en el anexo **2.5** del proyecto).

Para ver más información sobre las correas utilizadas se adjunta en el anexo **2.5** Las Fichas Técnicas aprobadas por la “Dirección General de Arquitectura i Vivienda de la Generalidad de Cataluña.

1.5.3.9 Otras piezas de la nave industrial.

Para completar la nave prefabricada se emplean otros elementos para solucionar las necesidades del proyecto en particular, las cuales no se calculan mediante ningún programa ya que su proceso de fabricación es el mismo en todos los casos, al

considerarse elementos no resistentes o con una carga a resistir muy inferior a la que pueden soportar. Estas piezas son las siguientes:

- **Canales:** Su función principal es la recogida de las aguas de la cubierta, utilizada también como soporte a los cerramientos prefabricados verticales y dotando a la estructura de una mayor rigidez. En función de la luces a cubrir, se puede fabricar de hormigón armado ($\leq 7.50\text{m}$) o pretensado ($\leq 12.50\text{m}$).

A 30cm de cada uno de los extremos la canal dispone de una zona de hormigón que se puede separar de la pieza en caso de tener que realizar una bajante en ese punto. Adicionalmente esta pieza requiere de una impermeabilización exterior para garantizar el perfecto sellado y estanqueidad de las aguas pluviales.

En nuestra nave industrial las canales requeridas son de aproximadamente 10m, por lo que, teniendo en cuenta las indicaciones realizada anteriormente, todas ellas son pretensadas (ver *figura 1.41*).



Figura 1.41. Canal prefabricado de hormigón

- **Cabeza de Canal:** Elemento estructural de muy corta longitud (19cm o 24cm) el cual es utilizado en cada uno de los extremos de una línea de canal (cuando estas van apoyadas en el cabezal del pilar) y que su función es la de evitar la filtración de agua a la nave al estar cerrado por uno de sus extremos (para más información ver fichas fabricación en el apartado 3.2 del proyecto). En la nave industrial las cabezas de canal utilizadas son las de 19cm.
- **Placa cortafuegos:** Elemento, que como su nombre indica, es utilizado para evitar, en caso de incendio, que el fuego se propague de una nave a otra. Se fabrican en hormigón pretensado con longitudes de hasta aproximadamente

16m, con cantos disponibles de 21, 26 y 32cm, según el tipo de correa utilizado, y anchura de hasta 120cm (ver *figura 1.42*). Para aligerar el peso, al igual que las placas alveolares de forjado, dispone de unos alvéolos (huecos) en la parte central de la pieza.

En la nave industrial a realizar el canto de la placa cortafuegos utilizado, debido a la correa requerida, es de 26cm con una anchura total de 1.20m, utilizando dichas piezas en la fachada este de la nave, ya que es donde hay previsión de realizar la futura ampliación (ver plano 5 del apartado 3.1 del proyecto)

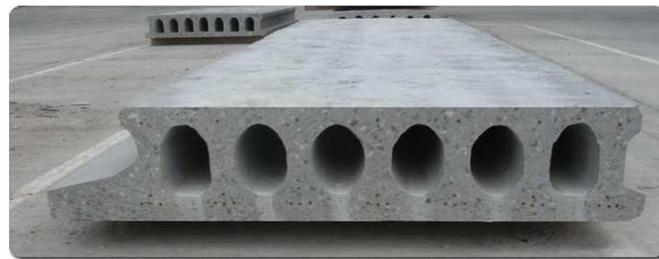


Figura 1.42. Placa cortafuegos prefabricada de hormigón

- **Premarco metálico:** Elemento situado en los huecos previstos para las puertas de acceso utilizado principalmente como apoyo de los paneles verticales que se encuentran encima de él y para facilitar el montaje de la puerta que se tendrá que realizar posteriormente. Está conformado por dos fundas montantes de chapa doblada y por un perfil metálico cubierto de una chapa metálica, el cual varía según la anchura del premarco y cuya función es la de resistir el peso de los paneles (ver *figura 1.43*).

En nuestra nave industrial, debido a que la anchura necesaria del premarco metálico es de 4.80m, el perfil metálico requerido es un HEA-240, tal y como podemos observar en la ficha técnica adjuntada en el anexo 2.5 del proyecto.

El premarco metálico es servido en obra sin pintar, siendo el cliente final el encargado de decidir si quiere pintarlos o no debido a cuestiones estéticas.



Figura 1.43. Premarco metálico

1.5.4 Resistencia al fuego de las piezas prefabricadas de la obra.

Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A. la resistencia al fuego de las piezas existentes en la obra es la siguiente:

PARED 20 ALIGERADA (Molde)	EI 180
PERALTADA B-36	R 60
PILAR lado mínimo 40	R 120
PILAR lado mínimo 50 o más	R 180
PLACA CORTAFUEGO 26.4	REI 90
PLACAS FORJADO 30	REI 120
RIOSTRA 50 (central y frontal)	R 60
VIGUETA 26	R 30
VIGA THALASA "T" o "L"	R 120

Tabla 1.11. Resistencia al fuego de las piezas de la nave industrial

Resistencias al fuego según Norma EHE-08, Anexo 6, con los conceptos siguientes:

R = Por capacidad Resistente de la estructura (Criterio R)

E = Por Estanqueidad al paso de llamas y gases calientes (Criterio E)

I = Por Aislamiento térmico en caso de fuego (Criterio I)

1.6 NORMAS Y REFERENCIAS

1.6.1 DISPOSICIONES LEGALES Y NORMAS APLICADAS

1. El código técnico de la edificación (CTE) del Marzo de 2006, con el conjunto de documentos básicos que dispone.
2. Instrucción EHE-08: “Instrucción de Hormigón Estructural”, según real decreto 1247/2008 del 18 de julio.
3. Norma de Construcción Sismorresistente: NCSR-02, según real decreto 997/2002, del 27 de septiembre.
4. Norma EN 1168:2005 del Eurocódigo
5. Ley de 31/1995, de 8 de Noviembre de prevención de riesgos laborales.
6. Real Decreto 1627/1997, de 24 de Octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción.
7. Reglamento de Seguridad contra incendios en establecimientos industriales según real decreto 2267/2004, del 3 de Diciembre.
8. Plan General de Ordenación Urbanística de Vilamallà (POUM) del octubre de 2008.
9. Reglamento general de vehículos, según decreto 2822/1998, del 23 de diciembre.
10. Norma NTE-RSS/1973 de la Norma Tecnológica de la Edificación (NTE)
11. Código de accesibilidad de Cataluña, según decreto 135/1995.

1.6.2 PÁGINAS WEB UTILIZADAS.

1. <http://www.construnario.com/>
2. <http://www.codigotecnico.org/>
3. <http://www.construnet.net/>
4. <http://www.construred.com/>

5. <http://www.itec.es/>
6. <http://www.soloarquitectura.com/>
7. <http://esp.pujolweb.org/intro.php>
8. <http://www.ddgi.cat>
9. <http://www.acae.es/default.asp>
10. <http://www.pacesa.es/>
11. http://www.haulotte.es/elevacion_de_personas-ELV-ES.htm
12. <http://www.minguella.com/>
13. <http://www.sika.es/>
14. <http://www.ausa.com/es/productos/6/trading/>
15. <http://www.logismarket.es/>
16. <http://es.wikipedia.org/wiki/Wikipedia:Portada>

1.6.3 BIBLIOGRAFÍA.

1. **JOSEPH, Joan et al.** *“Tecnología industrial I”*, Madrid, Editorial McGRAW-HILL, 1998.
2. **JOSEPH, Joan et al.** *“Mecánica”*, Madrid, Editorial McGRAW-HILL, 1998.
3. **LEIVA DE LA TORRE, Luís.** *“Curso práctico de cálculo de estructuras metálicas y de hormigón”*, Barcelona, Ediciones UPC, 2003.
4. **SASTRE, R.** *“Propietats dels materials i elements de construcció”*, Barcelona, Ediciones UPC, 2000.
5. **CASALS, M. y ROCA, X.** *“Construcció industrial. Introducció i conceptes bàsics”*, Barcelona, Ediciones UPC, 2003.
6. **ALLEN, E.** *“Cómo funciona un edificio: principios elementales”*, Barcelona, Editorial Gustavo Gili, 2002.

7. **DE HEREDIA, R.** “*Arquitectura y urbanismo industrial: diseño y construcción de plantas, edificios y polígonos industriales*”, Madrid, Editorial ETSII, 1981.

1.6.4 PROGRAMAS DE CÁLCULO UTILIZADOS.

1. Programa de losas alveolares pretensadas según EHE-2008, realizado por la empresa Prefabricados Pujol S.A.
2. Programa Cubiertas (para el proyecto de jácenas de hormigón armado y pretensado para cubiertas), realizado por el Departament d’Enginyeria de la Construcció de la ETS d’Enginyers de Camins, Canals i Ports de la Universitat Politècnica de Catalunya.
3. Dimensionamiento Pilares, realizado por la “Universitat Politècnica de Catalunya” a través de la “ETS d’Enginyers de Camins, Canals i Ports”.
4. VIGCOP (vigas prefabricadas isostáticas para forjados), realizado por el Departament d’Enginyeria de la Construcció de la ETS d’Enginyers de Camins, Canals i Ports de la Universitat Politècnica de Catalunya.
5. Prontuario informático del hormigón estructural 3.0, realizado por la cátedra de hormigón estructural ETSICCPM-IECA
6. DITECO, realizado por la empresa Prefabricados Pujol S.A.
7. PREMETI 2009 (preoc mediciones y presupuestos tipo).

1.7 ABREVIATURAS.

A continuación se incluyen los símbolos utilizados en el proyecto, indicando su significado y el primer punto del proyecto en el cual nos explica su método de cálculo o valor (en caso de ser único). Hay que tener en cuenta que los símbolos utilizados en la comparativa de las instrucciones EHE, realizada en el anexo 2.3 del proyecto, no han sido incluidos en el siguiente listado para facilitar su búsqueda, estando éstos indicados al final de dicha comparativa, en el punto 2.3.3.

μ	Coeficiente de forma de la cubierta (punto 2.2.1.1.1.2)
c_e	Coeficiente de exposición (punto 2.2.1.2.1.2)
c_p	Coeficiente eólico o de presión (punto 2.2.1.2.1.3)
ψ_n	Coeficiente de simultaneidad para la nieve (punto 2.2.2.3)
ψ_e	Coeficiente de simultaneidad para el viento (punto 2.2.2.3)
ψ_m	Coeficiente de simultaneidad para el mantenimiento (punto 2.2.2.3)
γ_{peso}	Coef. parcial mayoración para peso propio o acción permanente (punto 2.2.2.4)
γ_{var}	Coeficiente parcial mayoración para acciones variables (punto 2.2.2.4)
γ_{aprox}	Coeficiente parcial mayoración intermedio (punto 2.2.5.4.2)
γ_c	Coeficiente de minoración de resistencia del hormigón (punto 2.2.6.1)
γ_s	Coeficiente de minoración de resistencia del acero (punto 2.2.6.1)
K	Coeficiente de contribución (punto 2.2.3.2.2)
γ_E	Coeficiente de seguridad al vuelco (punto 2.2.6.1.2)
γ_R	Coeficiente de seguridad del terreno (punto 2.1.1.6)
S	Coeficiente de amplificación del terreno (punto 2.2.3.2.3)
ρ_r	Coeficiente adimensional de riesgo (punto 2.2.3.2.1)
C	Coeficiente de terreno (punto 2.2.3.2.3.1)
s_{ik}	Coeficiente sísmico adimensional (punto 2.2.4.3.3)
β	Coeficiente de respuesta a la acción sísmica (punto 2.2.4.3.3.1)
α_i	Coeficiente de valor del modo de vibración i (punto 2.2.4.3.3.3)
β_1	Coeficiente de valor según rugosidad superficies hormigón (punto 2.2.5.1.1.3)
q_{peso}	Carga debida al peso propio pieza
q_{chapa}	Carga debida al peso propio de la chapa de cubierta (punto 2.2.2.2)
q_{correas}	Carga debida al peso propio de las correas de cubierta (punto 2.2.5.4.1)
q'_{chapa}	Carga debida al peso propio de la chapa de cubierta según intenteje
q'_n	Carga debida al peso de la nieve según intenteje
q_p	Carga debida al peso del pavimento del forjado (punto 2.2.5.1.1.1)

q_{su}	Carga debida a la sobrecarga de uso del forjado (punto 2.2.5.1.1.1)
q_n	Carga de nieve (punto 2.2.1.1.1)
q_e	Presión estática del viento (punto 2.2.1.2.1)
q_b	Presión dinámica del viento (punto 2.2.1.2.1.1)
q_m	Carga de mantenimiento de cubierta (punto 2.2.1.3.1)
M_{peso}	Momento de cálculo debido al peso propio
M_p	Momento de cálculo debido al peso del pavimento (punto 2.2.5.1.1.1)
M_{su}	Momento de cálculo debido a la sobrecarga uso del forjado (punto 2.2.5.1.1.1)
M_d	Momento de cálculo aplicado
M_a	Momento aplicado (sin coeficientes de mayoración)
M_u	Momento último resistido por la pieza
M_f	Momento de fisuración o resistido por la pieza (sin mayorar)
M_n	Momento de cálculo debido a la sobrecarga de nieve (punto 2.2.5.3.1.1)
M_{chapa}	Momento de cálculo debido a la chapa de cubierta (punto 2.2.5.3.1.1)
M_1	Momento debido a las acciones estabilizadoras del vuelco (punto 2.2.6.1.2)
M_2	Momento debido a las acciones que producen vuelco (punto 2.2.6.1.2)
M_{peso_a}	Momento aplicado debido al peso propio
M_{p_a}	Momento aplicado debido al peso del pavimento (punto 2.2.5.1.2.1)
M_{su_a}	Momento aplicado debido a la sobrecarga de uso (punto 2.2.5.1.2.1)
M_{n_a}	Momento aplicado debido a la sobrecarga de nieve (punto 2.2.5.3.2.1)
M_{chapa_a}	Momento aplicado debido al peso de la chapa de cubierta (punto 2.2.5.3.2.1)
M_{su_a}	Momento aplicado debido a la sobrecarga de uso (punto 2.2.5.1.2.1)
M_{ac}	Momento aplicado en suncho central de pared
M_{dc}	Momento de cálculo aplicado en suncho central de pared
M_{uc}	Momento último resistido en suncho central de pared (punto 2.2.5.2.2.1)
V_d	Cortante de cálculo aplicado
V_a	Cortante aplicado (sin coeficiente de mayoración)
V_u	Cortante último resistido por la pieza
V_{dc}	Cortante de calculo aplicado en suncho central de pared
V_{uc}	Cortante último resistido en suncho central de pared (punto 2.2.5.2.2.2)
V_{u1}	Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma
V_{u2}	Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma
V_n	Cortante de cálculo aplicado debido a la sobrecarga de nieve (punto 2.2.5.3.1.2)
V_{peso}	Cortante de cálculo aplicado debido al peso propio
V_{d_nf}	Cortante de cálculo aplicado en zona no fisurada pieza (punto 2.2.5.1.1.2)

$V_{\text{peso_nf}}$	Cortante de cálculo zona no fisurada debido a peso propio (punto 2.2.5.1.1.2)
$V_{\text{p_nf}}$	Cortante de cálculo zona no fisurada debido peso pavimento (punto 2.2.5.1.1.2)
$V_{\text{su_nf}}$	Cortante de cálculo zona no fisurada debido sobrecarga uso (punto 2.2.5.1.1.2)
$V_{\text{d_r}}$	Rasante de cálculo aplicado
$V_{\text{peso_r}}$	Rasante de cálculo debido a peso propio (punto 2.2.5.1.1.3)
$V_{\text{p_r}}$	Rasante de cálculo debido peso pavimento (punto 2.2.5.1.1.3)
$V_{\text{su_r}}$	Rasante de cálculo debido sobrecarga uso (punto 2.2.5.1.1.3)
$V_{\text{u_r}}$	Rasante último resistido por la pieza (punto 2.2.5.1.1.3)
$\tau_{r,u}$	Tensión rasante de agotamiento (punto 2.2.5.1.1.3)
N_a	Axil aplicado en la pieza.
$l_{\text{cor tan te}}$	Distancia a la que se tiene que comprobar el cortante (punto 2.2.5.1.1.2)
l_{apoyo}	Longitud apoyo pieza en estructura
l_{total}	Longitud total de la pieza
l	Longitud de cálculo de la pieza de estudio
$l_{\text{int ereje}}$	Distancia media entre piezas colindantes iguales a la de estudio
L_R	Separación entre ruedas del puente grúa (punto 2.2.4.4)
d_{inf}	Distancia armaduras inferiores a parte inferior pieza (punto 2.2.5.1.4)
d_{eje}	Distancia desde el punto aplicación fuerza al eje pieza
d	Canto útil de la pieza
s_i	Separación correas (punto 2.2.2.3 y 2.2.2.4)
s_t	Separación armadura transversal
E_d	Valor del efecto de las acciones
R_d	Valor de cálculo de la resistencia correspondiente del elemento estructural
C_d	Valor límite admisible de la sección
S_d	Valor de cálculo del efecto de las acciones
R_d'	Compresión hormigón (bielas) según método bielas y tirantes (punto 2.2.6.1.6)
T_d	Tracción armaduras (tirantes) según método bielas y tirantes (punto 2.2.6.1.6)
s_k	Valor característico carga de nieve sobre un terreno horizontal (punto 2.2.1.1.1.1)
v_b	Valor básico de la velocidad del viento (punto 2.2.1.2.1.1)
A_s	Área de la armadura pasiva a tracción (punto 2.2.6.1.6)
A_c	Área total bruta de la sección estudiada
a	Área de influencia del viento en el pilar (punto 2.2.4.2.2)
T_f	Periodo fundamental de la construcción (punto 2.2.4.3.2.1)
T_i	Periodo del modo de vibración “i” (punto 2.2.4.3.2.1)
T_B	Periodo característico del espectro de respuesta (punto 2.2.4.3.3.3)
c	Recubrimiento de las armaduras

c_a	Recubrimiento mínimo existente en pieza
$c_{mín}$	Recubrimiento mínimo establecido en EHE
f_{ck}	Resistencia a la compresión del hormigón a 28 días de edad
f_{ctd}	Resistencia de cálculo a tracción del hormigón (punto 2.2.5.1.1.3)
f_{yk}	Límite elástico del acero (punto 2.2.6.1)
f_{yd}	Resistencia cálculo del acero de la armadura pasiva a tracción (punto 2.2.6.1.6)
fl_{total}	Flecha total producida en pieza durante etapas construcción
Δfl_{total}	Flecha máxima admisible o deformación
a_b	Aceleración sísmica básica (punto 2.2.3.2.2)
a_c	Aceleración sísmica de cálculo (punto 2.2.3.2)
W_{max}	Abertura máxima de fisura permitida
W_k	Abertura de fisura producida en la pieza de estudio
n_{inf}	Número armaduras inferiores (punto 2.2.5.1.4)
n_r	Cantidad de ruedas (apoyos) del puente grúa (punto 2.2.4.4)
e	Excentricidad acciones (sin mayorar) aplicadas en la zapata (punto 2.2.6.1.5)
e_d	Excentricidad acciones (mayoradas) aplicadas en la zapata (punto 2.2.6.1.6)
η_{ik}	Factor de distribución del modo de vibración i en punto k (punto 2.2.4.3.3.2)
δ	Densidad del aire (punto 2.2.1.2.1.1)
α	Ángulo entre armaduras
F_{ik}	Fuerza horizontal equivalente a la de terremotos (punto 2.2.4.3)
P_k	Peso correspondiente a la porción de masa en el punto “ k ” de estudio
k	Cantidad de puntos a determinar la F_{ik} en la pieza de estudio (punto 2.2.4.3.1)
i	Modos de vibración frente a terremotos (punto 2.2.4.3.2)
Δa_{si}	Corrección al recubrimiento mínimo armaduras (punto 2.2.5.1.4)
Δd_y	Desplazamiento horizontal en dirección Y (punto 2.2.5.4.3.2)
γ_H	Peso específico del hormigón (punto 2.2.6.1.2)
$\sigma_{terreno}$	Tensión máxima admisible por el terreno (punto 2.2.6.1.5)
ρ	Cuantía mínima permitida de armadura en una pieza (punto 2.2.6.1.6)

2.- ANEXOS

ÍNDICE DE LOS ANEXOS

2.1 Anexo 1 (Estudio geotécnico y movimiento tierras).....	104
2.1.1 Estudio geotécnico.....	105
2.1.1.1 Introducción.....	105
2.1.1.2 Categoría y tipo de terreno.....	105
2.1.1.3 Proceso de reconocimiento.....	106
2.1.1.3.1 Recogida de antecedentes y inspección previa superficial.....	107
2.1.1.3.2 Reconocimiento del terreno en profundidad in-situ.....	108
2.1.1.3.3 Ensayos en laboratorio.....	113
2.1.1.4 Resultado de los ensayos de campo.....	117
2.1.1.5 Niveles geotécnicos y cortes geológicos.....	118
2.1.1.6 Soluciones para las cimentaciones.....	121
2.1.2 Movimiento de tierras.....	125
2.1.2.1 Introducción.....	125
2.1.2.2 Trabajos a realizar en la parcela.....	125
2.1.2.2.1 Desbroce y explanación del terreno.....	126
2.1.2.2.2 Compactación del suelo.....	127
2.1.2.2.3 Excavación de los pozos y las riostras de la cimentación.....	129
2.2 Anexo 2 (Cálculos).....	131
2.2.1 Cargas variables en cubierta.....	132
2.2.1.1 Carga de nieve (introducción).....	132
2.2.1.1.1 Determinación de la carga de nieve.....	132
2.2.1.1.1.1 Valor carga de nieve sobre terreno horizontal.....	132
2.2.1.1.1.2 Coeficiente de forma de la cubierta.....	133
2.2.1.2 Carga del viento (introducción).....	135
2.2.1.2.1 Determinación acción del viento en cubierta.....	135
2.2.1.2.1.1 Presión dinámica del viento.....	135
2.2.1.2.1.2 Coeficiente de exposición.....	136
2.2.1.2.1.3 Coeficiente eólico o de presión.....	137
2.2.1.3 Carga de mantenimiento (introducción).....	139
2.2.1.3.1 Determinación de la carga de mantenimiento.....	139
2.2.2 Separación correas en cubierta.....	141

2.2.2.1 Determinación de los estados límite.....	141
2.2.2.2 Combinación de acciones.....	142
2.2.2.3 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).....	144
2.2.2.4 Verificación del Estado Límite Último (ELU).....	146
2.2.3 Aceleración sísmica.....	149
2.2.3.1 Introducción.....	149
2.2.3.2 Determinación de la aceleración sísmica de cálculo.....	149
2.2.3.2.1 Coeficiente adimensional de riesgo.....	150
2.2.3.2.2 Aceleración sísmica básica.....	151
2.2.3.2.3 Coeficiente de amplificación del terreno.....	152
2.2.3.2.3.1 Coeficiente de terreno.....	152
2.2.4 Acciones en los pilares.....	154
2.2.4.1 Introducción al programa de cálculo.....	154
2.2.4.2 Acción del viento en los pilares.....	154
2.2.4.2.1 Coeficiente de exposición.....	155
2.2.4.2.2 Coeficiente eólico o de presión.....	156
2.2.4.2.3 Ejemplo de cálculo de la acción del viento en los pilares.....	158
2.2.4.3 Acción del sismo en los pilares.....	159
2.2.4.3.1 Cantidad de fuerzas sísmicas a determinar en pilar.....	160
2.2.4.3.2 Determinación de los modos de vibración.....	160
2.2.4.3.2.1 Cálculo periodo fundamental construcciones.....	161
2.2.4.3.3 Cálculo del coeficiente sísmico adimensional.....	162
2.2.4.3.3.1 Determinación coeficiente de respuesta.....	163
2.2.4.3.3.2 Determinación del factor de distribución.....	163
2.2.4.3.3.3 Determinación del coeficiente de valor.....	164
2.2.4.3.4 Ejemplo de cálculo de la acción del sismo en los pilares.....	165
2.2.4.3.4.1 Determinación de las masas a considerar en punto "k".....	166
2.2.4.3.4.2 Determinación de las " F_{ik} ".....	172
2.2.4.4 Acción del puente grúa en los pilares.....	173
2.2.4.4.1 Cálculo de la fuerzas del puente grúa.....	174
2.2.5 Verificación piezas nave industrial.....	177
2.2.5.1 Cálculo de las placas de forjado.....	177
2.2.5.1.1 Verificación del Estado Límite Último (ELU).....	177

2.2.5.1.1.1 Verificación del momento aplicado.....	178
2.2.5.1.1.2 Verificación del cortante aplicado.....	179
2.2.5.1.1.3 Verificación del rasante aplicado.....	181
2.2.5.1.2 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).....	182
2.2.5.1.2.1 Verificación del momento de fisuración.....	182
2.2.5.1.2.2 Verificación de la flecha máxima admisible.....	184
2.2.5.1.3 Verificación del Estado Límite de Durabilidad.....	185
2.2.5.1.4 Verificación de la resistencia al fuego.....	186
2.2.5.2 Cálculo de los paneles exteriores de cerramiento.....	190
2.2.5.2.1 Manipulación de los paneles exteriores verticales.....	190
2.2.5.2.1.1 Verificación del momento debido a su peso propio.....	191
2.2.5.2.1.2 Verificación del cortante debido a su peso propio.....	192
2.2.5.2.1.3 Verificación del momento de fisuración.....	194
2.2.5.2.2 Funcionamiento de los paneles exteriores verticales montados.....	195
2.2.5.2.2.1 Verificación del momento debido a la fuerza del viento.....	197
2.2.5.2.2.2 Verificación del cortante debido a la fuerza del viento.....	198
2.2.5.2.2.3 Verificación del momento de fisuración.....	200
2.2.5.2.3 Manipulación de los paneles exteriores horizontales.....	201
2.2.5.2.3.1 Verificación del momento debido a su peso propio.....	202
2.2.5.2.3.2 Verificación del cortante debido a su peso propio.....	203
2.2.5.2.3.3 Verificación del momento de fisuración.....	204
2.2.5.2.4 Funcionamiento de los paneles exteriores horizontales montados...	205
2.2.5.2.4.1 Verificación del momento debido al peso propio.....	207
2.2.5.2.4.2 Verificación del cortante debido al peso propio.....	207
2.2.5.2.4.3 Verificación momento fisuración debido al p. propio.....	208
2.2.5.2.4.4 Verificación del momento debido a la fuerza del viento.....	208
2.2.5.2.4.5 Verificación del cortante debido a la fuerza del viento.....	209
2.2.5.2.4.6 Verificación momento fisuración debido a fuerza viento....	210
2.2.5.3 Cálculo de las principales jácenas de cubierta “peraltadas”.....	211
2.2.5.3.1 Verificación del Estado Límite Último (ELU).....	212
2.2.5.3.1.1 Verificación del momento de cálculo aplicado.....	212
2.2.5.3.1.2 Verificación del cortante de cálculo aplicado.....	214
2.2.5.3.2 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).....	215

2.2.5.3.2.1 Verificación del momento de fisuración.....	216
2.2.5.3.2.2 Verificación de la flecha máxima admisible.....	217
2.2.5.4 Cálculo de los pilares.....	219
2.2.5.4.1 Comprobación valores programa “Dimensionamiento Pilares”.....	221
2.2.5.4.2 Verificación del Estado Límite Último (ELU).....	224
2.2.5.4.2.1 Verificación del momento de cálculo aplicado.....	225
2.2.5.4.2.2 Verificación del cortante de cálculo aplicado.....	226
2.2.5.4.3 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).....	227
2.2.5.4.3.1 Verificación del momento de fisuración.....	228
2.2.5.4.3.2 Verificación del desplazamiento horizontal en dirección Y...	229
2.2.5.4.4 Comparativa pilar nave industrial con y sin ampliación.....	229
2.2.6 Cálculo de la cimentación nave industrial.....	232
2.2.6.1 Cálculo de zapatas.....	232
2.2.6.1.1 Acciones a considerar y dimensionamiento inicial zapata.....	233
2.2.6.1.2 Comprobación del vuelco.....	234
2.2.6.1.3 Comprobación de la condición de zapata rígida.....	235
2.2.6.1.4 Comprobación al deslizamiento.....	235
2.2.6.1.5 Comprobación al hundimiento o de la tensión admisible terreno....	236
2.2.6.1.6 Cálculo de la armadura principal.....	237
2.2.6.1.7 Armadura del cáliz.....	240
2.2.6.2 Cálculo de vigas de atado “riostras de cimentación”.....	240
2.2.6.2.1 Predimensionado de la viga	241
2.2.6.2.2 Acciones a considerar en el cálculo de la viga.....	242
2.2.6.2.3 Cálculo de la armadura de la riostra.....	243
2.2.6.2.3.1 Verificación del cortante aplicado.....	244
2.2.6.2.3.2 Verificación momento fisuración debido a fuerza viento....	245
2.2.6.2.4 Verificación cuantía geométrica mínima armadura principal.....	245
2.2.7 Resultados según EHE-08 programas de cálculo.....	247
2.2.7.1 Placas alveolares de forjado.....	247
2.2.7.2 Jácena peraltada armada B-36.....	250
2.2.7.3 Pilares prefabricados.....	254
2.2.7.3.1 Reacciones pilares con futura ampliación.....	255
2.2.7.3.2 Reacciones pilares con futura ampliación	262

2.2.7.4 Riostra frontal 50.....	269
2.2.7.5 Riostra central 50.....	272
2.2.7.6 Jácena de forjado thalasa.....	277
2.3 Anexo 3 (<i>Comparativa instrucciones EHE</i>).....	278
2.3.1 Introducción a la instrucción EHE.....	279
2.3.2 Estudio comparativo de las instrucciones.....	279
2.3.3 Abreviaturas de la comparativa.....	314
2.4 Anexo 4 (<i>Documentos de aplicación</i>).....	318
2.4.1 Plan de seguridad y salud empresa constructora.....	319
2.4.2 Orden de carga.....	340
2.5 Anexo 5 (<i>Fichas técnicas utilizadas</i>).....	343
2.6 Anexo 6 (<i>Tablas y figuras utilizadas</i>).....	344

2.1 ANEXO 1

(Estudio geotécnico y movimiento tierras)

2.1.1 ESTUDIO GEOTÉCNICO

2.1.1.1 Introducción

La geotecnia es la ciencia que estudia el comportamiento de los terrenos ante las acciones exteriores y su objetivo es el de determinar las cargas máximas que puede soportar cada tipo de suelo sin que la estructura que se construya padezca deformaciones importantes superiores a las admisibles.

El estudio geotécnico es hoy en día una herramienta imprescindible para el cálculo de la cimentación ya que con los datos que nos subministra del terreno se puede hacer un cálculo más aproximado, con el ahorro económico que comporta.

Para la programación del reconocimiento del terreno se deben tener en cuenta todos los datos relevantes de la parcela, tanto los topográficos o urbanísticos como los datos previos y estudios de la misma parcela.

2.1.1.2 Categoría y tipo de terreno

Existen distintos tipos de categorías según las dimensiones y la simplicidad de la construcción a realizar, siendo necesario para cada una un reconocimiento mínimo del terreno para su correcta ejecución. En la tabla 3.1 “Tipo de construcción” del Documento Básico SE-C (cimientos) podemos distinguir las distintas categorías:

Tabla 3.1. Tipo de construcción

Tipo	Descripción ⁽¹⁾
C-0	Construcciones de menos de 4 plantas y superficie construida inferior a 300 m ²
C-1	Otras construcciones de menos de 4 plantas
C-2	Construcciones entre 4 y 10 plantas
C-3	Construcciones entre 11 a 20 plantas
C-4	Conjuntos monumentales o singulares, o de más de 20 plantas.

⁽¹⁾ En el cómputo de plantas se incluyen los sótanos.

Tabla 2.1. Clasificación tipo de construcción (Tabla 3.1 SE-C)

Hay que tener en cuenta que para la elección del tipo de construcción la unidad a considerar es el edificio o el conjunto de edificios de una misma promoción.

Mediante las indicaciones anteriores definimos que la nave a realizar será de **categoría uno (C-1)**, ya que solo cuenta con un altillo además de la planta baja (B+1) y su superficie es aproximadamente de 1000 m^2 .

Por otra parte, otro factor que nos determina el reconocimiento mínimo que se tiene que hacer es el tipo de terreno de la parcela. Según la tabla 3.2 “Grupo de terreno” del Documento Básico SE-C Cimientos, la cual se encuentra en el anexo **2.6** del proyecto, podemos distinguir:

- Terrenos favorables (T-1): son aquellos con poca variabilidad y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa con elementos aislados
- Terrenos intermedios (T-2): son aquellos que presentan cierta variabilidad respecto a su composición, por lo que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia.
- Terrenos desfavorables (T-3): son todo el resto de terrenos que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores, como por ejemplo terrenos de marismas, suelos residuales, roas volcánicas en coladas delgadas...

Teniendo en cuenta los antecedentes del terreno explicados en el punto **2.1.1.3.1** y observando los cortes geológicos de la parcela indicados en el apartado **2.1.1.5** “Niveles geotécnicos y cortes geológicos”, definimos que el terreno de la parcela es **intermedio (T-2)**, ya que presenta variabilidad en su composición.

2.1.1.3 Procesos de reconocimiento

El estudio geotécnico de cualquier zona donde se quiera realizar una nave industrial requiere normalmente de tres procesos de reconocimiento del terreno:

- Una inspección previa superficial y recogida de antecedentes: Se observará la configuración del solar respecto las calles colindantes, desniveles

y accesos de la maquinaria que vayamos a utilizar. También se tendrá que anotar toda la información que se conozca de la zona.

- Un reconocimiento del terreno en profundidad mediante procedimientos mecánicos o ensayos de campo: Se realizarán una serie de ensayos in-situ para determinar ciertas características del suelo y obtener las distintas muestras. El número de puntos a reconocer vendrá determinado por el tipo de construcción y de terreno, y tendrán que ser ubicados correctamente en la parcela para poder identificar cambios laterales.
- Ensayos de laboratorio: Mediante las distintas muestras de terreno obtenidas en el proceso anterior se realizan ensayos de identificación, de determinación de parámetros resistentes y de ensayos químicos, permitiéndonos definir correctamente la composición del suelo.

Para realizar el estudio geotécnico del terreno para nuestro caso en concreto hemos utilizado los datos obtenidos de la empresa BGC (BERGA GEOCONSULTEC S.L.), encargada de realizar el estudio de los materiales presentes en la parcela

2.1.1.3.1 Recogida de antecedentes y inspección previa superficial.

El “Alt Empordà” es una llanura rodeada de montañas y atravesada por los ríos Muga y Fluvià que se caracteriza por tener depósitos de naturaleza predominantemente conglomerática, con rocas de procedencia mesozoica y paleozoica. Éstas presentan litologías muy variables, predominando las rocas calcáreas y la cuarcita.

Los depósitos se caracterizan por tener abundantes niveles conglomeráticos que pasan lateralmente y verticalmente a depósitos de areniscas y lutitas de granulometría media y fina, con geometría lenticular. Geotécnicamente se pueden considerar como rocas muy compactas y resistentes, presentando tonalidades ocres y rojizas.

Superficialmente, se han formado depósitos cuaternarios aluviales (graba, arena, arcilla y limos), habiéndose realizado movimientos de tierras por el hombre que pueden llegar a modificar sensiblemente los relieves y superficies.

El trabajo de campo consistió en una inspección visual de la zona, observándose que la parcela limita por el sur con la calle de Llevan, vía que permite el acceso de cualquier tipo de maquinaria necesaria debido a su buena comunicación con la carretera “N-II”.

En la parcela no se detectó ninguna línea aérea eléctrica ni taludes importantes, aunque si la existencia de algo de vegetación y rocas, habiéndose de “limpiar” para realizar la cimentación (ver **figura 2.1**). Además se observó que la rasante de referencia, la de la calle Llevan, era prácticamente la misma que la existente en la parcela.



Figura 2.1. Fotografía terreno parcela nave industrial

2.1.1.3.2 Reconocimiento del terreno en profundidad in-situ.

Para realizar el proceso de reconocimiento del terreno en profundidad y así poder determinar la composición del terreno se utilizaron los siguientes procedimientos mecánicos y ensayos de campo:

- Realización de 4 sondeos mecánicos y obtención muestras terreno tipo C.

Los sondeos mecánicos son perforaciones de pequeño diámetro, oscilan habitualmente entre 65mm y 140mm, que permiten reconocer la naturaleza de las diferentes capas del terreno. Dichas perforaciones pueden realizarse a presión, percusión o rotación, y nos permiten obtener muestras del terreno mediante útiles apropiados.



Figura 2.2. Sonda TP-30/LR

Para los sondeos la sonda utilizada fue una TP-30/LR de TECOINSA con barrena helicoidal normal de 95mm de diámetro y martillo SPT incorporado (ver *figura 2.2*).

La introducción de la barrena helicoidal en el terreno se realiza por rotación y se emplea en suelos relativamente blandos y cohesivos, no siendo operativo para suelos duros o cementados.

Este tipo de perforación nos permite precisiones inferiores a $\pm 0.50\text{m}$ en la localización de los diferentes estratos atravesados y la observación directa de los materiales del subsuelo mediante las muestras de terreno tipo C que salen por la boca del sondeo gracias a su carácter helicoidal. Este tipo de muestras mantienen inalteradas únicamente la naturaleza del terreno.

En la tabla 3.4 del Documento Básico SE-C (cimientos) se establece el mínimo de sondeos mecánicos y el porcentaje del total de puntos de reconocimiento que pueden sustituirse por pruebas continuas de penetración cuando el número de sondeos mecánicos exceda el mínimo especificado (ver *tabla 2.2*):

Tabla 3.4. Número mínimo de sondeos mecánicos y porcentaje de sustitución por pruebas continuas de penetración

	Número mínimo		% de sustitución	
	T-1	T-2	T-1	T-2
C-0	-	1	-	66
C-1	1	2	70	50
C-2	2	3	70	50
C-3	3	3	50	40
C-4	3	3	40	30

Tabla 2.2. Número mínimo sondeos mecánicos (tabla 3.4 SE-C)

Por otra parte, en la tabla 3.3 del mismo documento se establece la distancia máxima entre puntos de reconocimiento que no se deben sobrepasar y la profundidad orientativa “P” bajo el nivel final de la excavación, aunque esta última vendrá determinada según el terreno y su corte geológico.

Tabla 3.3. Distancias máximas entre puntos de reconocimiento y profundidades orientativas

Tipo de construcción	Grupo de terreno			
	T1		T2	
	$d_{\text{máx}}$ (m)	P (m)	$d_{\text{máx}}$ (m)	P (m)
C-0, C-1	35	6	30	18
C-2	30	12	25	25
C-3	25	14	20	30
C-4	20	16	17	35

Tabla 2.3. Distancia puntos reconocimiento (tabla 3.3 SE-C)

Teniendo en cuenta las **tablas 2.2 y 2.3** y el punto **2.1.1.2** donde se ha indicado el tipo de construcción (C-1) y de terreno (T-2), definimos que para la ejecución del estudio geotécnico de la nave industrial se tendrá que realizar un mín. de dos puntos de sondeo, separados entre ellos una distancia máx. de 30m.

En la práctica se estudiaron cuatro puntos de sondeo situados en las zonas próximas a la futura cimentación de forma que nos permitiera observar correctamente los cambios laterales del terreno (ver plano **13** “Puntos de sondeo” que se encuentra en el apartado **3.1** del proyecto), sin realizarse ninguna prueba continua de penetración.

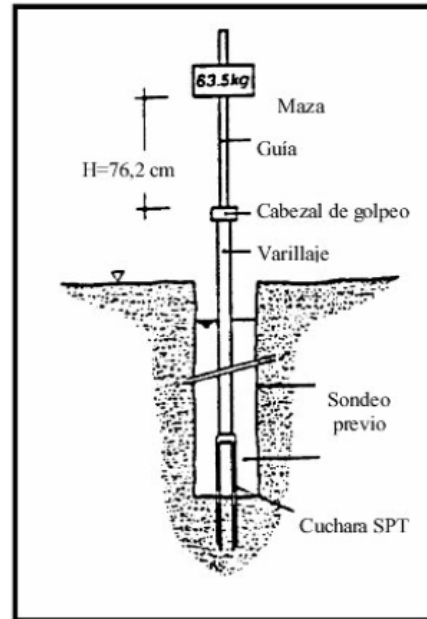
- Realización de ensayos tipo SPT de los puntos de sondeo.

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT) es por naturaleza simple y puede ser intercalado con facilidad en cualquier sondeo de reconocimiento, pudiéndose ejecutar en casi cualquier tipo de suelo, incluso en rocas blandas o meteorizadas.

Los resultados de la prueba, difundida ampliamente en todo el mundo, se correlacionan empíricamente con las propiedades específicas in situ del terreno contabilizando el número de golpes necesarios para hincar 1 pie (30cm) el tomamuestras en el terreno.

De forma resumida, la realización del ensayo es la siguiente (ver esquema en la **figura 2.3**):

1. Se ejecuta un sondeo hasta la cota deseada y en el fondo del mismo (una vez limpiado cuidadosamente) se introduce un tomamuestras de dimensiones estándar que consta de tres elementos: punta, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con el varillaje (ver **figura 2.4**).



2. Se hinca el tomamuestras en el terreno 60cms, contando el número de golpes necesarios para introducir tramos de 15cms. La hincada se realiza mediante una maza de 63.5kg que cae desde una altura de 76cm en una cabeza de golpeo o yunque. La lectura del golpeo del primer y último tramo no se tiene en cuenta, por posible alteración del suelo o derrumbes de las paredes del sondeo en el primer tramo y por posible sobrecompactación en el último.

Figura 2.3. Esquema ensayo SPT

Los valores de golpeo de los tramos centrales de 15cms sumados conducen al parámetro N_{30} , denominado también resistencia a la penetración estándar. Se indica con una “R” cuando el número de golpes requeridos para introducir el varillaje en cualquier de los tramos sea superior a 50.

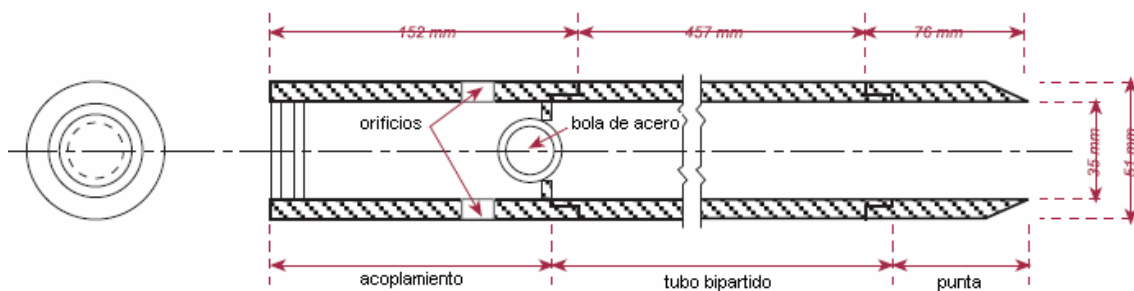


Figura 2.4. Detalle tomamuestras SPT

La norma ASTM D1586-84 indica que la prueba se puede dar por finalizada:

- Cuando se aplican 50 golpes para un tramo de 15cms.
- Cuando se aplican 100 golpes en total
- Cuando no se observa penetración alguna para 10 golpes

Se realizaron siete ensayos SPT mediante la sonda utilizada para la ejecución de los puntos de sondeo, la TP-30/LR, obteniendo además de valores de resistencia del terreno mediante la cuenta del número de golpes, muestras de terreno tipo B, las cuales mantienen inalterada la humedad, granulometría, plasticidad y componentes químicos del terreno en su estado natural. Estas muestras se envasaron inmediatamente después de ser recogidas en recipientes impermeables con cierre hermético y sin dejar cámara de aire.

- Extracción de dos muestras tipo A.

Las muestras de terreno tipo A son aquellas que mantienen inalteradas las siguientes propiedades del suelo: estructura, humedad, granulometría, plasticidad y componentes químicos.

Para la obtención de muestras inalteradas el procedimiento que se aplicó es muy parecido al utilizado para la realización de los ensayos SPT, utilizando un tomamuestras de pared gruesa de 5.9cm de diámetro en lugar del SPT e hincándolo en el terreno utilizando los golpes producidos al caer la maza de 63.5kg.

Una vez extraídas las muestras, se limpiaron inmediatamente los extremos hasta dejar al descubierto el terreno en su estado natural, se sellaron con varias capas de parafina y se colocaron tapones en sus extremos indicando la cara superior e inferior respecto a su posición en el terreno estudiado.

Todas las muestras extraídas fueron llevadas al laboratorio en un término máximo de 24 horas después de su extracción, para su almacenaje y

conservación hasta el momento de realizar los ensayos, según la norma UNE 103100/95.

Los resultados obtenidos mediante los ensayos de reconocimiento del terreno se pueden observar de forma resumida en el punto **2.1.1.4** “Resultados de los ensayos de campo” del anexo.

2.1.1.3.3 Ensayos en laboratorio

Los ensayos de laboratorio constituyen hoy en día la herramienta principal para el estudio de las características geotécnicas del terreno, siendo poco probable realizar un estudio geotécnico correcto sin incluir este tipo de ensayos.

Existen ensayos de laboratorio destinados a definir la naturaleza del suelo, como su composición granulométrica y mineralógica, sus propiedades índice, etc..., y los destinados especialmente al estudio de la resistencia, deformabilidad y permeabilidad.

Los ensayos de laboratorio realizados a partir de las muestras extraídas en el proceso de reconocimiento del terreno son los siguientes:

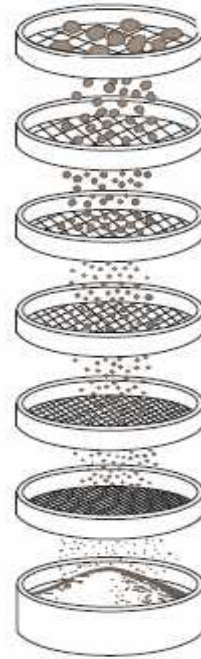
- Análisis granulométrico por tamizado.

En cualquier masa de suelo, los tamaños de las partículas varían considerablemente, por lo que para clasificar apropiadamente un suelo se debe conocer su distribución granulométrica, es decir, la distribución, en porcentaje, de los distintos tamaños dentro del suelo.

La distribución granulométrica de partículas de tamaño superior a 0.08mm se determina generalmente mediante el análisis granulométrico por tamizado, mientras que para partículas de tamaño inferior se emplea la granulometría por sedimentación.

El análisis granulométrico por tamizado se efectúa tomando una cantidad medida de suelo seco, bien pulverizado y pasándolo a través de una serie de tamices cuyo tamaño de malla va disminuyendo (ver **figura 2.5**). La cantidad de suelo retenido en cada tamiz se pesa y se determina el porcentaje acumulado de material que pasa por cada uno.

El porcentaje de material que pasa por cada tamiz se representa en un gráfico semilogarítmico. El diámetro de la partícula se representa en una escala logarítmica (abscisas), y el porcentaje de material que pasa por los diferentes tamices se representa en escala aritmética (ordenadas).



**Figura 2.5. Análisis
por tamizado**

El ensayo granulométrico se puede realizar mediante cualquier tipo de muestra, ya sea alterada o inalterada.

- *Determinación de los límites de Atterberg.*

El concepto de que un suelo puede presentarse en varios estados en función del contenido de humedad se basa en que cuanto mayor sea la cantidad de agua que contiene un suelo, menor será la interacción entre partículas adyacentes y más se aproximará el comportamiento al de un líquido.

Los contenidos de humedad y los puntos de transición de unos estados a otros se denominan Límites de Atterberg (ver **figura 2.6**).

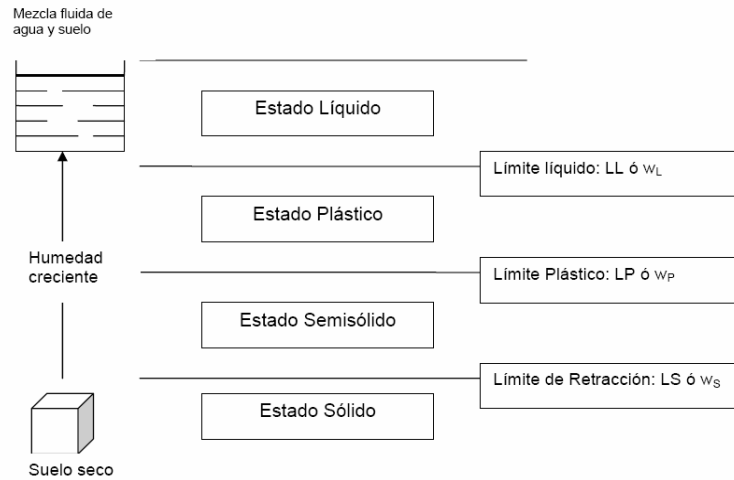


Figura 2.6. Esquema límites de Atterberg

Todos los límites se definen por valores de humedad expresados en %, correspondientes a estados convencionales definidos como una frontera entre los diferentes tipos de comportamiento de los suelos cohesivos.

El límite líquido se determina con la cuchara de Casagrande (ver *figura 2.7*), la cual nos indica el % de humedad que necesita contener un suelo para poder cerrar, mediante 25 golpes, un surco realizado en la tierra pastada. Los golpes son producidos por la cuchara al caer desde una altura de 1cm.

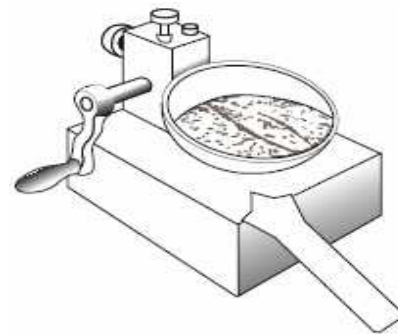


Figura 2.7. Cuchara Casagrande

Por otra parte, el límite plástico se determina mediante el % de humedad con el cual el suelo se agrieta al formarse un rollito de 3mm de diámetro.

La diferencia entre el límite líquido y plástico de un suelo se define como **Índice de Plasticidad**, el cual indica la magnitud del intervalo de humedades en el que el suelo posee consistencia plástica.

- Ensayo de compresión simple.

El ensayo de compresión simple es el más utilizado en la caracterización de la resistencia a la compresión de suelos cohesivos de consistencia media, firme o muy firme, pudiéndose utilizar en muestras inalteradas o poco alteradas (Tipo A y B) de forma prismática o cilíndrica y de sección homogénea. La dimensión más pequeña de la probeta tiene que ser de 30mm y la relación entre su longitud y el diámetro o lado de la base no tiene que ser inferior a 2.

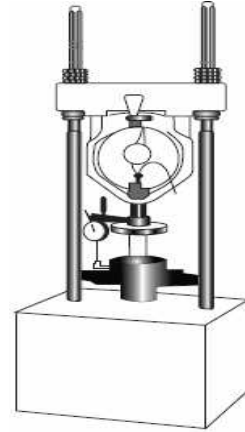


Figura 2.8. Detalle Prensa

En su ejecución se procede a aplicar mediante una prensa (ver *figura 2.8*) una tensión vertical con rapidez sobre la probeta sin aplicar ninguna tensión lateral, obteniéndose como resultado una curva de tensión-deformación axial. Esta curva presenta un máximo en ordenadas que representa la máxima tensión que soporta la muestra, es decir, la resistencia a la compresión simple; la abscisa es la deformación axial que se ha producido en el proceso de presión hasta la ruptura.

Mediante este ensayo obtenemos información de la carga admisible del terreno, del ángulo de rotura, de la cohesión y del ángulo de rozamiento, además del tipo de comportamiento de la muestra (líquido, sólido, semisólido...).

Siempre que se haga este ensayo se recomienda que se determine específicamente, en cada probeta, la humedad y la densidad seca antes del ensayo.

- Ensayo para obtener el contenido de materia orgánica

Este ensayo consiste en aplicar sobre la muestra de tierra agua oxigenada, la cual ataca la materia orgánica descompuesta existente. El resultado es la diferencia entre la muestra inicial y la muestra libre en materia orgánica.

Hay que tener en cuenta que la acción del agua oxigenada sobre la materia orgánica no descompuesta es muy limitada, por lo que el resultado obtenido mediante este método es una aproximación.

- Ensayo para la determinación de sulfatos solubles.

Su determinación consiste en obtener la proporción de sulfatos solubles de la muestra, pasando la tierra a disolución mediante agitación con agua y precipitando después los sulfatos disueltos con cloruro. Su resultado se expresa normalmente en % de sulfatos.

Los resultados obtenidos mediante los ensayos de laboratorio se pueden observar de forma resumida en punto **2.1.1.5** “Niveles geotécnicos y cortes geológicos” del anexo.

2.1.1.4 Resultados de los ensayos de campo

El trabajo de campo consistió en una inspección visual de la zona y de sus alrededores, estudiando los materiales presentes, su disposición y las propiedades físicas con la finalidad de caracterizar geotécnicamente los materiales de subsuelo de la parcela, así como:

- Realización de cuatro ensayos con barrena helicoidal con un total de 12.85m con obtención de muestras tipo C
- Extracción de dos muestras inalteradas (tipo A)
- Realización de siete ensayos tipo SPT y obtención de muestras tipo B.

En la **tabla 2.4** se presenta un cuadro con las profundidades conseguidas en cada uno de los sondeos con barrena helicoidal realizados (ver plano **13** “Puntos de sondeo” que se encuentra en el apartado **3.1** del proyecto).

Por otra parte, la **tabla 2.5** nos indica la profundidad de sondeo en la que se ha realizado los distintos ensayos para la extracción de muestras inalteradas (Tipo A) y SPT, así como los resultados obtenidos para cada uno de ellos:

	S-1	S-2	S-3	S-4
Cota inicio (m)	0.00	0.00	0.00	0.00
Cota conseguida (m)	-3.50	-3.25	-3.00	-3.10

Tabla 2.4. Profundidad puntos de sondeo

Assaigs	Cota d'inici	Nº Colpeigs
M.L ₁ (S-1)	-2.50	6+9+13+11
M.L ₂ (S-4)	-0.25	3+3+5+9
SPT ₁ (S-1)	-0.65	2+4+4+3
SPT ₂ (S-1)	-1.90	3+6+10+9
SPT ₃ (S-2)	-1.40	2+3+5+7
SPT ₄ (S-2)	-2.65	6+7+10+15
SPT ₅ (S-3)	-2.25	6+10+14+20
SPT ₆ (S-4)	-1.40	5+11+14+18
SPT ₇ (S-4)	-2.50	6+15+R

**Tabla 2.5. Profundidades y resultados
SPT y extracción muestras inalteradas**

Hay que destacar que no se ha detectado presencia de nivel freático en ninguno de los sondeos realizados.

2.1.1.5 Niveles geotécnicos y cortes geológicos

En función de la resistencia del terreno obtenida a partir de los sondeos, de los ensayos de laboratorio, y teniendo en cuenta la información aportada por la observación de los materiales presentes en la zona, juntamente con la información geológica regional, se pueden caracterizar los siguientes niveles geotécnicos en la parcela:

- **NIVEL H:** *Tierras removidas.*

Nivel superficial en el que se han incluido todos aquellos materiales donde no es recomendable la cimentación.

Se han detectado niveles que se han estimado de 0.85m a 1.25m para todo el solar aunque, por sus características, pueden presentar variaciones puntuales.

- **NIVEL A:** Arcillas y limos.

Geometría: Se encuentra por debajo de la capa H con una anchura sondeada entre 1.25m y 1.40m. En el sondeo S-4 este nivel no aparece.

Materiales: Arcillas y limos de colores marrones con grabas de carbonato y roca metamórfica. Se trata de un suelo granular.

- **NIVEL B:** Arcillas y grabas.

Geometría: Se encuentra por debajo de la capa A y H con una anchura sondeada entre 1.00m y 2.25m.

Materiales: Arcillas y grabas de roca metamórfica y cuarzo que presentan colores rojos y granados. Se trata de un suelo granular-cohesivo.

Otros datos de interés: Tipo de suelo CL con pasa UNE 0.08mm >74.3%

Plasticidad: 13.2 (media)

Contenido en sulfatos: <521mg/Kg (no agresivo)

Humedad: 15.1%

Carga de rotura: 1.13 Kg / cm²

Deformación rotura: 4.25%

En la **tabla 2.6** podemos observar los diferentes niveles geotécnicos con su profundidad, mientras que en la **tabla 2.7** indicamos los parámetros característicos de los materiales presentes en la parcela y obtenidos en base a los valores de ensayo de campo obtenidos:

	S-1	S-2	S-3	S-4
Nivel H				
Cota sup.	0.00	0.00	0.00	0.00
base	-1.25	-0.85	-0.85	-0.85
Nivel A				
Cota sup.	-1.25	-0.85	-0.85	-
base	-2.50	-2.25	-2.25	-
Nivel B				
Cota sup.	-2.50	-2.25	-2.25	-0.85
base	Cont.	Cont.	Cont.	Cont.

Tabla 2.6. Profundidades niveles

Nivel	densidad	cohesión	ángulo rozamiento	excavabilidad
Nivel H	1.7 g/cm ³	0.00 Kg/cm ²	24	Buena
Nivel A	2.02 g/cm ³	0.10 Kg/cm ²	26	Buena
Nivel B	2.10- 2.23 g/cm ³	0.20 Kg/cm ²	30	Buena

Tabla 2.7. Parámetros característicos

Teniendo en cuenta la información obtenida de la norma sísmica para la construcción NCRE-02 y de los tipos de material aparecidos en la zona estudiada indicamos que el coeficiente “C” del terreno es $C=1.6$.

A partir de los datos de la **tabla 2.6** y de la situación de cada uno de los sondeos en la parcela (ver plano **13** “Puntos de sondeo” que se encuentra en el apartado **3.1**) procedemos a realizar los cortes geológicos del terreno, los cuales nos darán información gráfica aproximada de la composición del suelo, necesaria para prever la cimentación a realizar:

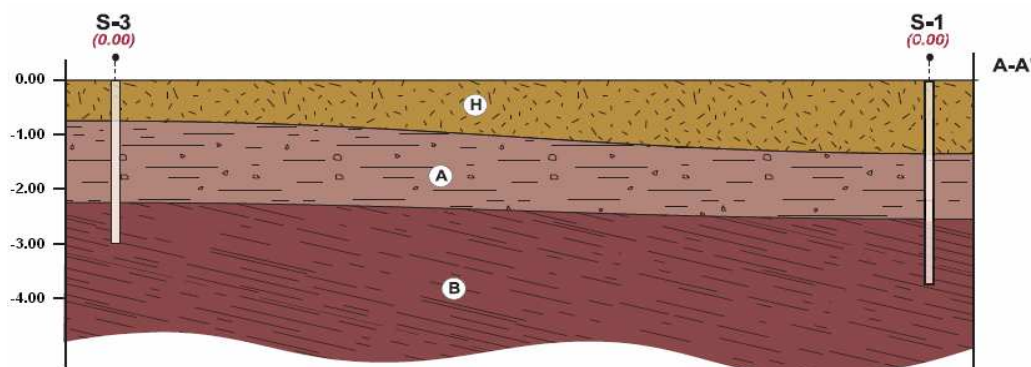


Figura 2.9. Corte geológico S-1 / S-3

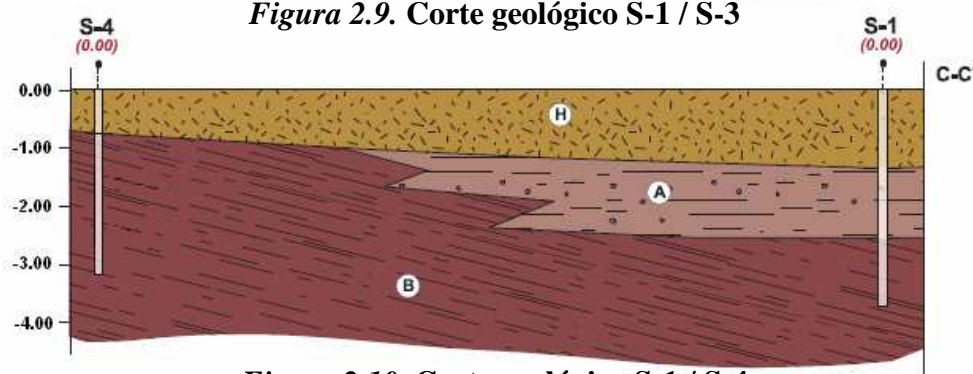


Figura 2.10. Corte geológico S-1 / S-4

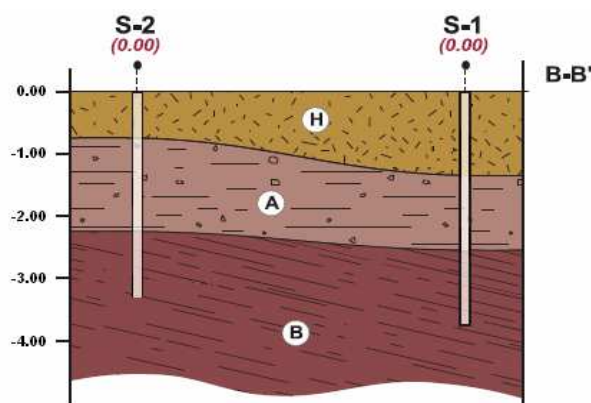


Figura 2.11. Corte geológico S-1 / S-2

2.1.1.6 Soluciones para las cimentaciones.

Teniendo en cuenta los distintos niveles geotécnicos de la parcela indicados en el apartado anterior y en base al reconocimiento de campo y a las características geotécnicas de los diferentes materiales presentes, definimos que:

Cimentación en nivel H: se descarta una cimentación en este nivel al tratarse de tierras removidas con una tensión de trabajo prácticamente nula.

Cimentación en nivel A: se descarta una cimentación en este nivel ya que no presenta continuidad en toda la parcela, no se detecta en S-4. Hay que tener en cuenta que siempre que sea posible es preferible realizar la cimentación sobre un mismo tipo de suelo, ya que en caso contrario podría afectar a la estabilidad del conjunto.

Aunque no se recomienda la cimentación en este nivel éste puede soportar unas tensiones de trabajo de $1.00 \text{ Kg} / \text{m}^2$ en el caso de zapatas aisladas.

Cimentación en nivel B: este nivel es el que se considera apropiado para realizar la cimentación debido a la presión admisible que nos ofrece.

Disponemos de varias opciones validas para realizar la cimentación en este nivel. Para su elección nos basaremos en cuestiones económicas y/o de seguridad:

- **Cimentaciones directas:** Una cimentación directa es aquella que reparte las cargas de la estructura en un plano de apoyo horizontal (ver **figura 2.12**).

Cuando las condiciones lo permitan se emplearán cimentaciones directas, que habitualmente, pero no siempre, se construyen a poca profundidad bajo la superficie, por lo que también son llamadas cimentaciones superficiales. Disponemos de dos opciones para realizar la cimentación directa:

1. ***Cimentación apoyada directamente en el Nivel B.*** Se puede hacer mediante zapatas aisladas o corridas.

2. *Cimentación apoyada mediante pozos de hormigón pobre o limpieza* (resistencia 20 N/mm^2) en el Nivel B. Al igual que la anterior, se puede hacer mediante zapatas aisladas o corridas.

Para el cálculo de la cimentación mediante estas dos soluciones, a parte de los parámetros característicos de los materiales indicados en el punto anterior, se tendrá que tener en cuenta los siguientes valores del terreno obtenidos a partir de los ensayos realizados y facilitados por la empresa BGC (BERGA GEOCONSULTEC S.L.):

- a) Tensión de trabajo o presión admisible del terreno (σ_{terreno}). El coeficiente parcial de resistencia o seguridad " $\gamma_R = 3$ " está incluido en el resultado:

2.20 Kg/cm^2 mediante zapatas aisladas

2.00 Kg/cm^2 mediante zapatas corridas.

- Cimentaciones profundas: a efectos de Documento Básico SE-C, se considerará que una cimentación es profunda si su extremo inferior, en el terreno, está a una profundidad superior a 8 veces su diámetro o ancho.

Cuando la ejecución de una cimentación superficial no sea técnicamente viable, se debe contemplar la posibilidad de realizar una cimentación profunda. La cimentación profunda se puede realizar mediante pilotes empotrados dos veces su diámetro en el Nivel B (ver **figura 2.13**). Se tendrán que tener en cuenta los siguientes valores obtenidos para calcular la cimentación:

- a) Resistencia por rozamiento:

Nivel H: 0.00 Kg/cm^2

Nivel A: de 0.05 a 0.10 Kg/cm^2

Nivel B: de 0.10 a 0.20 Kg/cm^2

- b) Resistencia por punta en nivel B = 20 Kg/cm^2

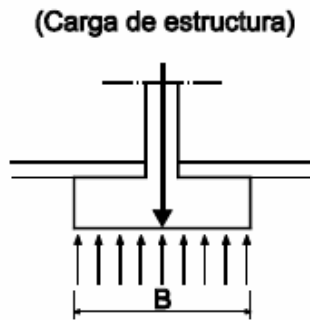


Figura 2.12. Detalle cimiento directo

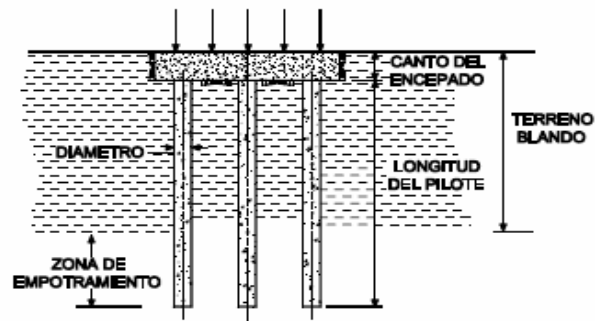


Figura 2.13. Detalle de pilotaje

El primer de los sistemas que descartaremos será el realizado mediante pilotajes, ya que el Documento Básico SE-C nos recomienda siempre que sea posible utilizar las cimentaciones directas a las profundas. Además el sistema de pilotajes es un proceso bastante caro en comparación con los otros sistemas descritos, siendo útil su utilización en terrenos donde no existe un nivel claramente mas resistente al que transmitir la carga (la resistencia del terreno aumenta con la profundidad) o cuando éste se encuentra a varios metros de profundidad, siendo difícil la excavación del terreno.

Respecto los dos sistemas de cimentación superficiales, descartamos el sistema de apoyo directo en el nivel B ya que es el sistema más costoso y que nos puede conllevar más problemas al tener que adecuar el terreno para trabajar a la profundidad requerida.

Hay que tener en cuenta que la nave a realizar está formada por una estructura prefabricada de hormigón, por lo que sale mucho más barato la utilización de hormigón pobre para “salvar” la distancia hasta el Nivel B que tener que aumentar la altura de los pilares algunos metros, con el respectivo aumento de coste por armadura, transporte (peso) y montaje (grúa) que pueda conllevar.

Por lo que únicamente nos queda indicar si el sistema elegido se realizará mediante zapatas corridas o aisladas o una combinación de ambas.

Las zapatas corridas es la unión de varias zapatas en una sola y se utilizan cuando la capacidad portante del terreno es pequeña o moderada, al existir varios pilares muy próximos entre si o para cargas de pilares muy elevadas. Se trata de un sistema bastante costoso, debido principalmente a la gran cantidad de hormigón y armadura necesaria.

Teniendo en cuenta los intereses de la nave a realizar (superiores todos ellos a 6m), la capacidad portante del terreno de 2.20 Kg/cm^2 (considerada de normal) y que las cargas que le transmiten los pilares no son excesivamente elevadas (ver resultados de las acciones en los pilares del anexo 2.2, punto 2.2.7) **definimos que la cimentación será apoyada mediante pozos de hormigón pobre o nivelación en el Nivel B con zapatas aisladas.**

Hay que tener en cuenta que al existir un acceso rodado mínimo de 5m de anchura a lo largo de toda la nave, todas las zapatas a realizar serán cuadradas y centradas en los pilares. Además, todas aquellas que se encuentren en el perímetro de la construcción tendrán que ser unidas entre sí mediante vigas de atado (riostros), con una anchura mínima de 20cm respecto la cara exterior del pilar, para poder soportar el peso de los paneles verticales de cerramiento (ver *figura 2.14*).

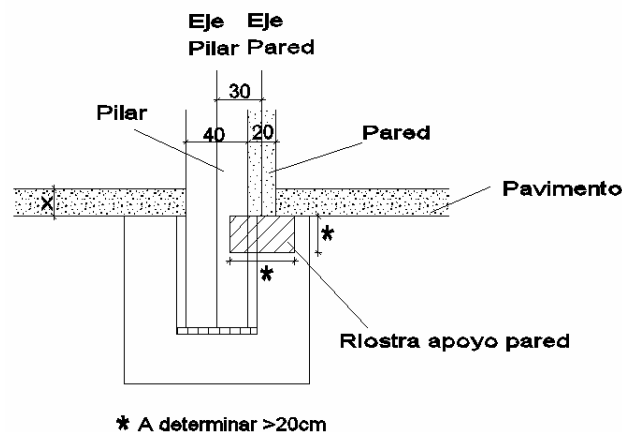


Figura 2.14. Detalle apoyo pared en riostra

2.1.2 MOVIMIENTO DE TIERRAS

2.1.2.1 Introducción

Se denominan movimientos de tierras aquellos trabajos que se relacionan con la modificación del relieve natural de un terreno. Esta modificación de niveles del suelo se realiza por la ejecución de desbroces, excavaciones, desmontes y terraplenes, consistentes estos en:

- Desbroce: extraer y retirar de las zonas designadas para la construcción todos los árboles, plantas, maleza, broza... o cualquier otro material indeseable que puede molestar al realizar la cimentación y en el montaje.
- Excavaciones: extracción de tierra cuya profundidad, en relación con la superficie o la anchura, es mucho más importante.
- Desmonte: rebajar el nivel del terreno por extracción de las tierras.
- Terraplén: aportar tierras al terreno para elevar el nivel hasta la rasante proyectada para la ubicación de la construcción.

2.1.2.2 Trabajos a realizar en la parcela.

En la parcela de la nave industrial a realizar, como se ha comentado en el punto 2.1.1.3.1 “Recogida de antecedentes y inspección previa superficial”, no se observó la existencia de taludes, aunque si había algo de vegetación y piedras. Además se detectó que la rasante de referencia para nuestra nave industrial, es decir la de la calle Llevan (la cual tendrá que coincidir con la cota de pavimento acabado de la nave industrial), era prácticamente la misma que la cota del terreno existente en la parcela.

Teniendo en cuenta las indicaciones realizadas anteriormente, definimos que, para nuestro caso en concreto, únicamente será necesario para acondicionar el terreno y poder iniciar la realización de la cimentación los siguientes pasos:

3. Desbroce y explanación del terreno.
4. Compactación del suelo.

5. Excavación de los pozos y las riostras de cimentación.

Tendiendo en cuenta que el terreno tiene que estar nivelado y compactado para soportar el movimiento de los transportes y maquinaria propia del montaje, tales como grúas y plataformas elevadoras, los pasos 1 y 2 se realizarán en toda el área de la parcela ocupada por la nave sin ampliación más unos 3m de los límites de la fachadas norte y oeste y unos 8m de las fachadas este y sur (ver planos en apartado **3.1**).

Una vez finalizado el montaje de la nave se podrá reutilizar el material extraído durante los pasos 1 y 3, provisionalmente situados en la zona de la parcela no utilizada, para nivelar el terreno exterior a la construcción con la rasante de la calle Llevant.

2.1.2.2.1 Desbroce y explanación del terreno

El primer paso a realizar para el acondicionamiento de nuestra parcela es el de eliminar toda la vegetación, las piedras sueltas y los escombros existentes en ella, procedimiento mediante el cual se rebajará el terreno unos 40cm.

La ejecución de esta operación incluye las operaciones siguientes:

- Remoción de los materiales objeto de desbroce.
- Retirado de los mismos en emplazamiento provisional o definitivo.

Hay que tener en cuenta el pavimento de la nave industrial a realizar, tal y como se ha indicado en el punto **1.3.6** del proyecto, será de 40cm, por lo que la cota conseguida durante el desbroce del terreno será la requerida para que la rasante de la calle Llevant coincida con la cota de pavimento acabado, no siendo necesario rebajar o aportar tierras.

Para realizar dicha tarea se utilizará una retroexcavadora, mas concretamente la RC8 de la empresa “AUSA TRADING” (ver *figura 2.15*) o similar, la cual realiza tanto la remoción del terreno como su transporte al nuevo emplazamiento que, de manera provisional y para aligerar el proceso, será en la zona de la parcela destinada para la futura ampliación.

Para realizar el desbroce la retroexcavadora utiliza su pala cargadora, la cual, según las indicaciones técnicas de ésta (ver características técnicas en el anexo 2.5 del proyecto) su profundidad máxima de excavación es de 203mm, por lo que será necesario realizar dos veces la misma operación para poder conseguir los 40cm requeridos.



Figura 2.15. Retroexcavadora RC8

Hay que tener en cuenta que al realizar el desbroce mediante la pala cargadora la superficie del terreno quedará prácticamente nivelada, no siendo necesario realizar ningún otro proceso para la explanación.

Una vez realizado el desbroce y la explanación del terreno se procederá a la compactación del suelo.

2.1.2.2.2 Compactación del suelo.

En general, durante la construcción de una estructura, el suelo natural es perturbado por ejemplo por operaciones de desmonte, excavación, aplanado o desbroce. Durante el transcurso de estos trabajos el aire o el agua penetra dentro del suelo, aumentando el volumen del mismo con la consecuente reducción de su densidad.

Se entiende por proceso de compactación a la acción de aplicar, por medio de la acción mecánica de una máquina, la energía necesaria en el terreno para producir una disminución apreciable del volumen de huecos llenos de aire o agua (poros), mejorándose las diferentes características del suelo y aumentando el valor de la densidad del mismo.

Gracias al proceso de compactación, es decir, al mayor grado de densidad, se dan las siguientes ventajas:

- **Aumenta la capacidad para soportar cargas.** Las inclusiones de agua y aire en el suelo conducen a un debilitamiento del mismo y disminuyen su

capacidad para soportar cargas. Con la compactación artificial del suelo aumenta la densidad del mismo, con la consecuente disminución del porcentaje de espacios porosos (volumen de los poros). Debido a ello se obtiene una mejor distribución de fuerzas dentro de la estructura de los granos, con el consiguiente aumento de la resistencia al corte y una mayor capacidad de carga del suelo.

- **Mayor estabilidad.** Al construirse un edificio sobre un suelo compactado de forma irregular o sin compactar, teniendo en cuenta que el suelo se asienta debido a la carga estática de la construcción, puede existir un asentamiento mayor en un solo lado del edificio o en una esquina, apareciendo grietas en la construcción o produciendo su derrumbamiento.
- **Disminución de la contracción del suelo.** Al haber inclusiones de aire, el agua podrá penetrar con facilidad dentro del suelo y llenar estos espacios vacíos. Consecuentemente, durante épocas de lluvia, el suelo aumenta su volumen y vuelve a contraerse durante la estación seca.
- **Disminución de la permeabilidad.** La permeabilidad de un suelo depende esencialmente de la distribución granulométrica del suelo y de su densidad. Un suelo bien compactado impide casi totalmente o en buena parte el paso del agua. De esta forma es posible controlar con cierta facilidad el volumen de agua en un suelo o el drenaje del mismo.

Para realizar la compactación del terreno de nuestra parcela se utilizará un compactador vibrante monocilíndrico, más concretamente el modelo R712 (ver **figura 2.16**) o similar, pudiéndose observar sus características técnicas en el anexo 2.5 del presente proyecto.



Figura 2.16. Compactador R712

El compactador utilizado dispone de un rodillo vibratorio, el cual no solo compacta el terreno por acción de su gran peso estático, sino que también dirige fuerzas dinámicas

dentro del terreno debido a la rápida sucesión de impactos contra la superficie (ver *figura 2.17*). Dichas fuerzas producen en las partículas del terreno movimientos oscilatorios, eliminando la fricción interna de las mismas y produciendo un efecto de ordenación en que los granos más pequeños rellenan los huecos que quedan entre los mayores, resultando de esta forma una compactación más efectiva del suelo y con una penetración mayor.

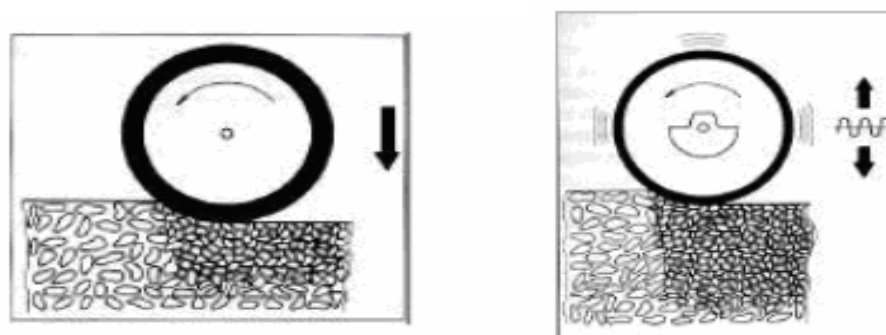


Figura 2.17. Compactación estática (izquierda) y por vibración (derecha)

Una vez realizada la compactación del terreno, el topógrafo contratado, utilizando el plano “Planta general (Ref.)” del apartado 3.1 del proyecto, indicará el centro de los ejes de cada uno de los pilares de la obra en el terreno. Estas marcas, juntamente con la dimensión de la zapata a realizar, nos permitirán definir la zona de excavación de los pozos de los pilares.

2.1.2.2.3 Excavación de los pozos y las riostras de la cimentación

Los cimientos son las estructuras que reciben todo el peso de una construcción, por lo que deben descansar en terrenos firmes sólidos, que no se asienten ni compriman con el peso del edificio, ya que un cimiento es tan fuerte y sólido como la tierra de debajo.

Según lo indicado en el estudio geotécnico realizado del terreno, más concretamente en el punto 2.1.1.6 “Soluciones para las cimentaciones” del anexo, se recomienda realizar la cimentación en el nivel B debido a la presión admisible que nos ofrece (resistencia del terreno) y a que presenta continuidad en toda la parcela.

Observando los cortes geológicos del punto 2.1.1.5 “Niveles geotécnicos y cortes geológicos” del anexo, podemos ver que la cota más desfavorable respecto la rasante

(calle Llevan) en la que podemos encontrar el nivel B es $-2.50m$, por lo que se tendrá que elegir un máquina que nos permita excavar hasta esa cota sin dificultad.

La máquina utilizada para realizar la excavación de los pozos será la misma que la utilizada en el desbroce del terreno, es decir, la RC8 de la empresa “AUSA TRADING” (ver **figura 2.15**) o similar, la cual utiliza la retroexcavadora para realizar el proceso, pudiendo llegar según las indicaciones técnicas de ésta (ver características técnicas en el anexo **2.5** del proyecto) a una profundidad máxima de excavación de 4600mm. No será necesario nivelar el fondo de la excavación ya que el agujero realizado se llenará de hormigón pobre hasta llegar a la cota donde vaya situada la zapata para el pilar.

Hay que tener en cuenta que la anchura y longitud a excavar depende de las dimensiones del cimiento (zapata), que a su vez depende de la resistencia del suelo y la carga a soportar. Para nuestro caso en concreto las dimensiones de excavación a realizar serán de 3.25×3.25 (m) para todos los pilares, ya que tal y como se ha indicado en el punto **2.2.6.1** se han aplicado para todos ellos las medidas de la zapata calculada (más desfavorable) en el punto **2.2.6.1.1**.

Para realizar la excavación para la viga de atado, cuya función es soportar el peso de los paneles verticales que apoyan encima de ella, se utilizará igualmente la RC8, sustituyendo el cazo de la retroexcavadora por uno de anchura similar al requerido por la riostra a realizar (ver figura **2.18**)

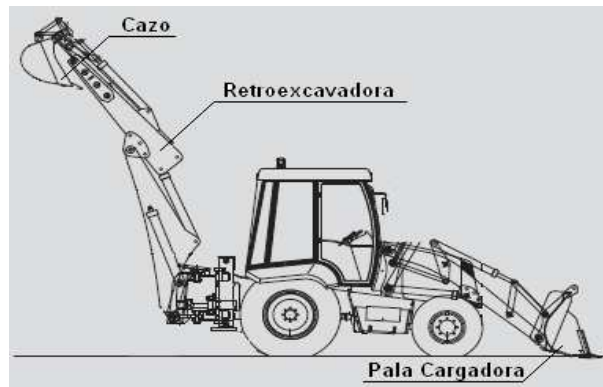


Figura 2.18. Componentes retroexcavadora

Las dimensiones de la excavación de riostra de cimentación a realizar será de 40cm de anchura y 55 de altura (+5 de la capa de hormigón pobre o de nivelación), según lo indicado en el punto **2.2.6.2** del anexo **2.2**.

Toda la tierra extraída durante la excavación será depositada provisionalmente en la en la zona de la parcela destinada para la futura ampliación.

2.2 ANEXO 2

(Cálculos)

2.2.1 CARGAS VARIABLES EN CUBIERTA

2.2.1.1 Carga de Nieve (Introducción).

La distribución y la intensidad de la carga de nieve sobre un edificio, o en particular sobre una cubierta, depende del clima del lugar, del tipo de precipitación, del relieve del entorno, de la forma del edificio o de la cubierta, de los efectos del viento, y de los intercambios térmicos en los parámetros exteriores.

En cubiertas accesibles para personas o vehículos, deben considerarse las posibles acumulaciones debidas a redistribuciones artificiales de la nieve.

2.2.1.1.1 Determinación de la carga de nieve “ q_n ”.

Según el Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación” el valor de carga de nieve por unidad de superficie en proyección horizontal “ q_n ” puede tomarse:

$$q_n = \mu \cdot s_k = 1 \cdot 0.4 = 0.4 \text{ kN} / \text{m}^2 \approx 40 \text{ Kg} / \text{m}^2, \text{ siendo:}$$

- μ coeficiente de forma de la cubierta
 s_k valor característico de la carga de nieve sobre un terreno horizontal

2.2.1.1.1.1 Valor carga de nieve sobre terreno horizontal “ s_k ”.

El valor de la sobrecarga de nieve sobre un terreno horizontal se puede obtener de:

- En caso de realizarse la obra en una capital de provincia o ciudad autónoma tomamos el valor de la tabla 3.8 del Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación”, la cual se encuentra en el anexo **2.6** del proyecto.
- En otras localidades, el valor se deduce en función de la zona y de la altitud topográfica del emplazamiento de la obra, teniendo en cuenta el mapa de la figura E.2 y la tabla E.2 del Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación”, que se encuentran en el anexo **2.6** del proyecto.

Teniendo en cuenta que Vilamalla, localidad donde se realiza la nave industrial, está situada a 45m de altitud (según la Guía CAMPSA interactiva 2006) y que no es capital

de provincia ni ciudad autónoma, utilizamos el segundo de los dos casos descritos anteriormente, obteniendo como resultado:

Altitud (m)	Zona de clima invernal						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0.3	0.4	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
200	0.5	0.5	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2

Tabla 2.8. Valor carga de nieve sobre terreno horizontal (Tabla E.2 SE-AE)

$$s_k = 0.4kN / m^2$$

Hay que indicar que el resultado no ha sido interpolado porque en la normativa vigente no lo indica, y se ha tomado como referencia la normativa anterior (NBE-98), donde el valor de la carga de nieve sobre el terreno se mantenía constante dentro de un intervalo de altitudes, por ejemplo, entre 0m y 199m.

2.2.1.1.1.2 Coeficiente de forma de la cubierta “ μ ”.

El viento puede acompañar o seguir a las nevadas, lo que origina un depósito irregular de la nieve sobre las cubiertas. Por ello, el espesor de la capa de nieve puede ser diferente en cada faldón.

En un faldón en el que no hay impedimento al deslizamiento de la nieve, el coeficiente de forma tiene el valor distinto según la inclinación de la cubierta:

1. Para cubiertas con inclinación menor o igual que 30° es igual a 1
2. Para cubiertas con inclinación mayor o igual que 60° es igual a 0
3. Para cubiertas con inclinación entre valores intermedios se interpolará linealmente.

Observando que la cubierta de la nave industrial a realizar tiene una inclinación del 10%, y suponiendo que no hay ningún tipo de impedimento para el deslizamiento de la nieve (no habrá instalaciones solares fotovoltaicas, térmicas...), el coef. de forma será:

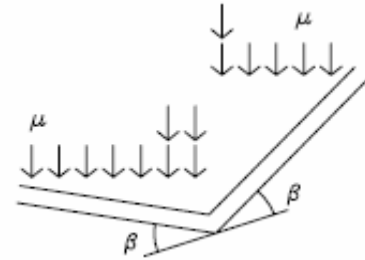
$$\arctg \alpha = \frac{\% \text{ cubierta}}{100} \rightarrow \arctg \alpha = \frac{10}{100} = 0.1 \rightarrow \alpha = 5.71^\circ \leq 30^\circ$$

$$\mu = 1$$

Hay que tener en cuenta que el valor del coeficiente de forma obtenido nos sirve para toda la superficie de la cubierta cuando no esté realizada la futura ampliación.

En caso de realizarse dicha ampliación, en la “intersección” de las dos cubiertas, se producirá lo que se conoce con el nombre de limahoya (ver figura 2.19), lo que supone un impedimento al deslizamiento de la nieve. En este caso el coeficiente de forma tendría que ser en esta zona:

1. $\mu = 2 \rightarrow$ cuando $\beta \geq 30^\circ$
2. $\mu = 1 + \beta / 30^\circ \rightarrow$ cuando $\beta < 30^\circ$



, siendo β la media de las pendientes de las cubiertas: **Figura 2.19. Detalle limahoya**

$$\beta = \frac{5.71^\circ + 5.71^\circ}{2} = 5.71^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 1 + \frac{5.71^\circ}{30^\circ} = 1.19$$

Por lo tanto en la zona de la “intersección” de las dos cubiertas la carga de nieve viene determinada por:

$$q_n = \mu \cdot s_k = 1.19 \cdot 0.4 = 0.476 \text{ KN} / \text{m}^2 \approx 48 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

Hay que tener en cuenta que a efectos de cálculo se considera una carga uniforme de nieve de $40 \text{ Kg} / \text{m}^2$ en cubierta, ya que únicamente se tiene que verificar que la pieza cortafuegos que se encuentran en la “intersección” donde se produce la limahoya puedan soportar una carga de nieve de $48 \text{ Kg} / \text{m}^2$, carga que resiste sin problemas teniendo en cuenta que dicha pieza es estándar (no se varia la armadura) y es utilizada en zonas donde la carga de nieve es mucho mayor.

2.2.1.2 Carga del Viento (Introducción).

La distribución y el valor de las presiones que ejerce el viento sobre un edificio y las fuerzas resultantes dependen de la forma y de las dimensiones de la construcción, de las características y de la permeabilidad de su superficie, así como de la dirección, de la intensidad y del racheo del viento.

2.2.1.2.1 Determinación acción del viento en cubierta (presión estática) “ q_e ”.

Se conoce como la acción o presión estática “ q_e ” del viento a la fuerza perpendicular a la superficie de cada punto expuesto del edificio. Puede expresarse con:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p = 0.5 \cdot 1.78 \cdot 0.186 = 0.1655 \text{ kN} / \text{m}^2 = 16.55 \text{ kg} / \text{m}^2, \text{ siendo:}$$

- q_b presión dinámica del viento
- c_e coeficiente de exposición
- c_p coeficiente eólico o de presión

Hay que tener en cuenta que la presión estática del viento es variable dependiendo de la altura del punto de la nave donde se calcula. Por ese motivo la calcularemos en el punto más desfavorable, es decir, en el punto más elevado de la cubierta.

2.2.1.2.1.1 Presión dinámica del viento “ q_b ”.

Por regla general, y de una forma simplificada, como valor de la presión dinámica en cualquier punto del territorio español puede adoptarse $0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$.

Pueden obtenerse valores más precisos, en función del emplazamiento geográfico de la obra utilizando la expresión:

$$q_b = 0.5 \cdot \delta \cdot v_b^2 = 0.5 \cdot 1.25 \cdot 29^2 = 525.6 \text{ kg} / \text{m} \cdot \text{s}^2 = 0.52 \text{ kN} / \text{m}^2, \text{ siendo:}$$

- δ densidad del aire
- v_b valor básico de la velocidad del viento

La densidad del aire depende, entre otros factores, de la altitud, de la temperatura ambiental y de la fracción de agua en suspensión. En general puede adoptarse el valor de $1.25 \text{ kg} / \text{m}^3$. En emplazamientos muy cercanos al mar, en donde sea muy probable la acción de rocío, la densidad puede ser mayor.

El valor básico de la velocidad del viento en cada localidad puede obtenerse, según la región geográfica (A, B o C), del mapa de la figura D.1 del Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación”, el cual se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto y cuyo valor es de $29 \text{ m} / \text{s}$

A efectos de cálculo de la acción del viento cogeremos el valor de la presión dinámica utilizada para todos los puntos del territorio español, es decir, $0.5 \text{ kN} / \text{m}^2$, ya que aunque no es tan aproximado, es el que se aplica en todos los programas de cálculo utilizados.

2.2.1.2.1.2 Coeficiente de exposición “ c_e ”.

El coeficiente de exposición tiene en cuenta los efectos de las turbulencias originadas por el relieve y la topografía del terreno. Éste es variable dependiendo de la altura del punto considerado y del grado de aspereza del entorno donde se encuentra ubicada la construcción.

Su valor, según el Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación”, se puede tomar de la tabla 3.4 que se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto, teniendo en cuenta el punto mas desfavorable de la cubierta, es decir, la cumbre, y la localización de la obra:

4. Cota de cumbre = $9.86 \text{ m} + 0.04 \text{ m}$ (chapa cubierta) = 9.90 m .
5. Localización de la Obra = Zona industrial (Polígono).

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
IV- Zona urbana en general, industrial o forestal	1.3	1.4	1.7	1.9	2.1	2.2	2.4	2.6

Tabla 2.9. Valor coeficiente exposición según entorno y altura (Tabla 3.4 SE-AE)

Interpolamos el grado de aspereza para 9.90 m:

$$\frac{12 - 9}{1.9 - 1.7} = \frac{12 - 9.90}{1.9 - c_e} \rightarrow 5.7 - 3c_e = 0.42 \rightarrow \boxed{c_e = 1.76}$$

Otra forma más exacta para calcular el coeficiente de exposición “ c_e ” de la cubierta, para alturas sobre el terreno, z , no mayores de 200m, con las expresiones:

$$F = k \cdot \ln(\max(z, Z) / L) = 0.22 \cdot \ln(\max(9.90) / 0.3) = 0.77$$

$$c_e = F \cdot (F + 7k) = 0.77 \cdot (0.77 + 7 \cdot 0.22) = 1.78, \text{ siendo:}$$

k , L , Z parámetros característicos de cada tipo de entorno, según la tabla D.2 del Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación” la cual se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto:

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	$L(m)$	$Z(m)$
IV- Zona urbana en general, industrial o forestal	0.22	0.3	5.0

Tabla 2.10. Valor parámetros según entorno (Tabla D.2 SE-AE)

A efectos de cálculo utilizaremos el valor más aproximado del coeficiente de exposición, es decir, $c_e = 1.78$, ya que es el utilizado por los programas de cálculo utilizados.

2.2.1.2.1.3 Coeficiente eólico o de presión “ c_p ”

El coeficiente eólico o de presión depende de la dirección relativa del viento, de la forma de la cubierta, de la posición de elemento considerado y de su área de influencia.

Su valor se establece, para diversas formas simples de construcciones de cubierta, en las tablas del Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación”, donde dan los valores obtenidos como los pésimos de entre los del abanico de direcciones de viento. Un valor positivo de coeficiente eólico indica presión, mientras que uno de negativo hace referencia a la succión.

Hay que tener en cuenta que para nuestro cálculo utilizaremos el valor más restrictivo de los indicados en las tablas, es decir, el valor más elevado de los de presión, ya que para los valores a succión, al ejercer el viento una fuerza en dirección contraria al peso de la cubierta, sólo se tendría que comprobar que la rosca utilizada para la sujeción de las correas y/o chapa de cubierta fuera lo suficientemente resistente para soportarla. En nuestro caso en concreto, al tratarse de una cubierta a dos aguas, utilizaremos la tabla D.6, la cual se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto:

Pendiente de la cubierta α	A (m^2)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
5°	≥ 10	-1.7	-1.2	-0.6		0.2
		+0.0	+0.0	+0.0	-0.6	-0.6
15°	≥ 10	-0.9	-0.8	-0.3	-0.4	-1
		0.2	0.2	0.2	+0.0	+0.0

Tabla 2.11. Valores presión/succión en cubierta según zona (Tabla D.6 SE-AE)

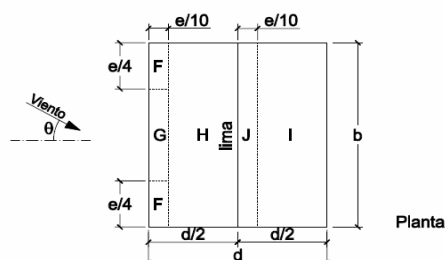


Figura 2.20. Detalle planta cubierta

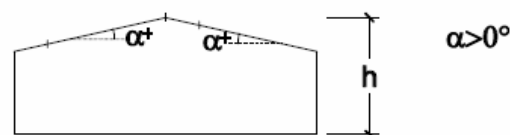


Figura 2.21 Detalle alzado cubierta

$$F = \frac{e}{10} \cdot \frac{e}{4} \approx 10m^2$$

$$G = \frac{e}{10} \cdot \frac{2e}{4} \geq 10m^2$$

$$H = I = \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{10}\right) \cdot b \geq 10m^2$$

$$J = \frac{e}{10} \cdot b \geq 10m^2$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(50, 19.8) = 19.8m$$

$$b = 50m \quad / \quad h = 9.90m \quad / \quad d = 20m$$

Teniendo en cuenta que la pendiente de la cubierta de nuestra nave industrial es del $10\% \approx 5.71^\circ$, interpolamos los valores de la tabla anterior para esta inclinación:

$$\frac{15-5}{0-0.2} = \frac{15-5.71}{0-c_p} \rightarrow 10c_p = 1.86 \rightarrow \boxed{c_p = 0.186}$$

2.2.1.3 Carga de Mantenimiento (Introducción).

Se conoce como sobrecarga de uso o de mantenimiento al peso de todo lo que puede gravitar sobre el edificio por razón de su uso, incluyendo tanto los efectos derivados a su utilización habitual (paso de personas, contenido de los conductos...) como los derivados del uso poco habitual (acumulación de personas).

2.2.1.3.1 Determinación de la carga de mantenimiento “ q_m ”.

Por lo general, los efectos de la sobrecarga de uso pueden calcularse por la aplicación de una carga distribuida uniformemente sobre el edificio, dependiendo de la categoría y subcategoría de uso de la obra en concreto.



Asimismo, debe considerarse una carga concentrada actuando en cualquier punto de la zona para poder comprobar la capacidad portante local. Dicha carga se considerará:

- Actuando simultáneamente con la sobrecarga uniforme en las zonas de uso de tráfico y aparcamiento de vehículos ligeros.



- De forma independiente y no simultánea con ella en el resto de los casos.



Teniendo en cuenta que la cubierta de nuestra nave industrial no es transitable, tendremos que comprobar que los elementos resistentes de ésta, es decir, las correas, resistan la carga concentrada y uniforme independientemente (ver hipótesis cálculo de la separación de las correas en los puntos **2.2.2.3** y **2.2.2.4** del proyecto).

Según el Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación” el valor de la carga uniforme y de la carga concentrada, viene determinada por la tabla 3.1, que se encuentran en el anexo **2.6** del proyecto.

Teniendo en cuenta que la cubierta de la nave industrial a realizar es accesible únicamente para conservación (no es transitable), y que se trata de una cubierta ligera sobre correas, ya que se entiende por cubierta ligera aquella cuya carga permanente debida únicamente a su cerramiento no excede de $1\text{ kN/m}^2 \approx 100\text{ kg/m}^2$ (el peso de la chapa de cubierta es $\leq 14\text{ kg/m}^2$), obtenemos como resultado:

	Categoría de uso	Subcategorías de uso		Carga uniforme (KN/m ²)	Carga concentrada (KN)
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación	G1	Cubiertas con inclinación $< 20^\circ$	1	2
			Cubiertas ligeras sobre correas	0.4	1
		G2	Cubiertas con inclinación $> 40^\circ$	0	2

Tabla 2.12. Clasificación cubiertas según categoría de uso (Tabla 3.1 SE-AE)

Hay que recordar que en la subcategoría G1, tal y como se indica en la tabla 3.1 del Documento Básico SE-AE, la sobrecarga de mantenimiento no se considera concomitante con el resto de acciones variables, es decir, no se tiene que aplicar conjuntamente con otras cargas variables de cubierta. Por ese motivo tenemos que comparar el valor obtenido de la carga de nieve “ q_n ” (ver punto **2.2.1.1.1**) y de viento “ q_e ” (ver punto **2.2.1.2.1**) con la sobrecarga de mantenimiento obtenida, eligiendo el más desfavorable (mayor) para el cálculo de la carga de cubierta:

$$q_n + q_e = 0.4 + 0.1655 = 0.5655\text{ KN/m}^2 \leq 0.4\text{ KN/m}^2 = q_m$$

Por lo que la carga a considerar en cubierta para el cálculo debido a las cargas variables será de 0.5655 KN/m^2 .

2.2.2 SEPARACIÓN CORREAS EN CUBIERTA

2.2.2.1 Determinación de los estados límite

En la verificación de los estados límite para la determinación del efecto de las acciones en las correas se utilizan los valores de cálculo de las cargas variables determinadas en el punto 2.2.1 de este anexo (nieve, mantenimiento y viento) así como el peso de la chapa de cubierta y el propio de las correas, cuyos valores se pueden observar en sus respectivas fichas técnicas en el anexo 2.5.

Se considera que hay un comportamiento adecuado si se cumple, para las situaciones de dimensionado pertinentes, que el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido para dicho efecto, es decir, que un elemento estructural tiene suficiente resistencia siempre que para todas las situaciones de dimensionado pertinentes se cumple la siguiente condición:

$$E_d \leq R_d, \text{ siendo:}$$

E_d valor del efecto de las acciones.

R_d valor de cálculo de la resistencia correspondiente del elemento estructural.

Los valores límite a comprobar en las correas de cubierta vienen indicados en la ficha técnica adjuntada en el anexo 2.5 del proyecto. Estos valores en concreto son:

$M_f = 20.41 \text{ kN}\cdot\text{m} \rightarrow$ Momento máx. admisible sin mayorar (Estado Límite Servicio).

Éste viene determinado según el tipo de ambiente al que esta sometido, el cual, según la tabla 8.2.2 de la instrucción de hormigón estructural EHE-08, que se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto, y de los datos obtenidos a partir de la información meteorológica de la diputación de Girona “www.ddgi.cat”, donde nos indica que la precipitación media anual (p.m.a) es de 786mm obtenemos que:

Clase General de Exposición				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión diferente de cloruros	interiores sometidos a humedades >65% o condensaciones	elementos de hormigón en las cubiertas de edificios en zonas con p.m.a>600mm

Tabla 2.13. Clase general de exposición en correas (Tabla 8.2.2 EHE-08)

$M_u = 31.23kN \cdot m \rightarrow$ Momento máximo admisible mayorado (Estado Limite Último).

$V_u = 24.63kN \rightarrow$ Cortante máximo admisible mayorado (Estado Limite Último).

2.2.2.2 Combinación de acciones

Los efectos de las acciones sobre las correas de la cubierta se determinan a partir de la correspondiente combinación de acciones e influencias simultáneas.

Al tratarse de acciones que pueden provocar efectos irreversibles, según el Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación”, se tienen que determinar mediante las expresiones:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{en los ELS, considerando la actuación simultánea de:}$$

6. todas las acciones permanentes, incluido el pretensado ($G_{k,j} + P$).
7. una acción variable cualquiera, debiendo adoptarse como tal una tras otra sucesivamente en distintos análisis ($Q_{k,1}$).
8. el resto de las acciones variables, en valor de combinación ($\psi_o \cdot Q_k$), donde ψ_o es el coeficiente de simultaneidad.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad \text{en los ELU, multiplicando cada una de}$$

las acciones por su coeficiente parcial de seguridad “ γ_i ”, también conocido con el nombre de coeficiente de mayoración.

Por lo tanto hemos de realizar distintas hipótesis (análisis) para cada una de las variables que actúan sobre la correas, cumpliendo que:

$$M_f = 20.41 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq \frac{l^2 \cdot \sum q_i}{8} \rightarrow \text{Momento de fisuración de las correas}$$

$$M_u = 31.23 \text{ kN}\cdot\text{m} \geq \frac{l^2 \cdot \sum q_i \cdot \gamma_i}{8} \rightarrow \text{Momento último resistido por las correas}$$

$$V_u = 24.63 \text{ kN} \geq \frac{l \cdot \sum q_i \cdot \gamma_i}{2} \rightarrow \text{Cortante último resistido por las correas.}$$

q_i Conjunto de cargas a considerar en la pieza teniendo en cuenta la separación de las correas " s_i ", siendo éstas las siguientes para nuestra nave industrial:

$$q_i = q_{\text{peso}} + q_{\text{chapa}} \cdot s_i + q_m \cdot s_i + q_n \cdot s_i + q_e \cdot s_i$$

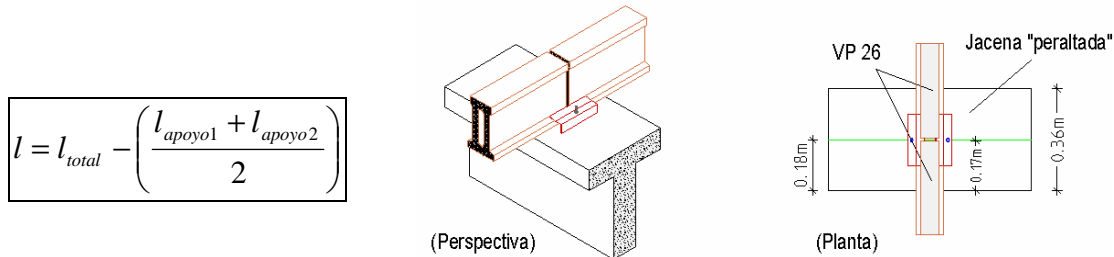
$q_{\text{peso}} \approx 0.54 \text{ kN} / \text{m} \rightarrow$ Indicada en la ficha técnica de las correas en el anexo 2.5.

$q_{\text{chapa}} \approx 0.14 \text{ kN} / \text{m} \rightarrow$ Indicada en el punto 1.4.1.1 del proyecto.

$q_m \approx 0.40 \text{ kN} / \text{m}$ (mantenimiento) ; $q_n \approx 0.4 \text{ kN} / \text{m}$ (nieve) ; $q_e \approx 0.165 \text{ kN} / \text{m}$ (viento)

\rightarrow calculadas en el punto 2.2.1 "Cargas variables en cubierta" del presente anexo.

l Longitud de cálculo de la correa, es decir, la longitud de la vigueta teniendo en cuenta sus puntos de apoyo.



, siendo:

Figura 2.22. Detalle apoyo correas en jácenas

l_{total} long. total correa. Observando el plano 5 del apartado 3.1 $\rightarrow l_{\text{total}} = 9.98 \text{ m}$.

l_{apoyo1} longitud del primer apoyo de la correa.

l_{apoyo2} longitud del segundo apoyo de la correa.

Teniendo en cuenta que la correa, tal y como se puede observar en la **figura 2.22**, apoya en sus dos extremos 0.17cms sobre la jácena de cubierta y que se toma como punto de apoyo la mitad de ese valor tenemos que:

$$l = l_{total} - \left(\frac{l_{apoyo1} + l_{apoyo2}}{2} \right) = 9.98 - 0.17 = 9.81m$$

2.2.2.3 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).

Tal y como se ha indicado en los apartados anteriores, hemos de comprobar que para cada una de las variables que actúan sobre las correas, el efecto de las acciones no alcanza el valor límite admisible establecido, es decir:

$$20.41kN \cdot m \geq \frac{l^2 \cdot \sum q_i}{8}, \text{ adoptando cada vez una acción variable distinta sin el } "\psi_o".$$

Aplicando la fórmula anterior para las distintas acciones variables y teniendo en cuenta que las cargas vienen determinadas por la separación de las correas " s'_i ", obtenemos las siguientes hipótesis:

- **Hipótesis primera** (Carga uniforme de mantenimiento). Esta carga no se tiene que aplicar conjuntamente con otras cargas variables al tratarse de una cubierta ligera sobre correas accesible únicamente para conservación (ver apartado 2.2.1.3.1 del presente anexo).

$$20.41kN \cdot m = \frac{l^2 \cdot (q_{peso} + q_{chapa} \cdot s'_1 + q_m \cdot s'_1)}{8}$$

- **Hipótesis segunda** (Nieve).

$$20.41kN \cdot m = \frac{l^2 \cdot (q_{peso} + q_{chapa} \cdot s'_2 + q_n \cdot s'_2 + q_m \cdot s'_2 \cdot \psi_m + q_e \cdot s'_2 \cdot \psi_e)}{8}$$

- **Hipótesis tercera** (Viento).

$$20.41kN \cdot m = \frac{l^2 \cdot (q_{peso} + q_{chapa} \cdot s'_3 + q_e \cdot s'_3 + q_m \cdot s'_3 \cdot \psi_m + q_n \cdot s'_3 \cdot \psi_n)}{8}$$

- **Hipótesis cuarta** (Carga concentrada de mantenimiento de 1kN). Esta carga se aplicará en el punto mas desfavorable para el momento, es decir, el centro de la correa. Al igual que en la hipótesis primera no se aplica conjuntamente con otras cargas variables de cubierta.

$$20.41kN \cdot m = \frac{l^2 \cdot (q_{\text{peso}} + q_{\text{chapa}} \cdot s'_4)}{8} + \frac{1 \cdot l}{4}$$

Aplicando los coeficientes de simultaneidad de la tabla 4.2 del Documento Básico SE “Seguridad Estructural”, la cual se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto, obtenemos para cada hipótesis la separación “ s'_i ” máxima con la cual cumplimos el valor límite admisible establecido:

Coeficientes de simultaneidad ψ	
	ψ_0
Mantenimiento → Cubiertas accesibles sólo para mantenimiento (G) “ ψ_m ”	0
Nieve → Para altitudes $\leq 1000m$ “ ψ_n ”	0.5
Viento “ ψ_e ”	0.6

Tabla 2.14. Coeficiente simultaneidad acciones (Tabla 4.2 SE)

- **Hipótesis primera** (Carga uniforme de mantenimiento):

$$20.41 = \frac{9.81^2 \cdot (0.54 + 0.14 \cdot s'_1 + 0.4 \cdot s'_1)}{8} \rightarrow 163.28 = 96.24(0.54 + 0.54s'_1) \rightarrow \underline{s'_1 \approx 2.14m}$$

- **Hipótesis segunda** (Nieve) → $\boxed{s'_2 \approx 1.81m}$

- **Hipótesis tercera** (Viento) → $\underline{s'_3 \approx 2.29m}$

- **Hipótesis cuarta** (Carga concentrada de mantenimiento) → $\underline{s'_4 \approx 6.82m}$

Como podemos observar, el valor de “ s'_i ” más restrictivo lo encontramos al aplicar la segunda hipótesis, por lo que, a falta de comprobar los ELU, este será el valor máximo de la separación de las correas.

$$s'_2 \leq s'_1 \leq s'_3 \leq s'_4 \rightarrow \text{Separación máxima correas} = 1.81m$$

2.2.2.4 Verificación del Estado Límite Último (ELU).

Para poder afirmar que el resultado obtenido anteriormente para la separación de las correas es correcto, tenemos que comprobar que el efecto de las acciones aplicando su coeficiente de mayoración “ γ_i ” no supera el valor establecido para los ELU, es decir:

$$31.23kN \cdot m \geq \frac{l^2 \cdot \sum q_i \cdot \gamma_i}{8} \quad \text{y} \quad 24.63kN \geq \frac{l \cdot \sum q_i \cdot \gamma_i}{2}$$

, adoptando cada vez una acción variable distinta sin el “ ψ_o ”.

Aplicando las fórmulas anteriores para las distintas acciones variables y teniendo en cuenta que las cargas vienen determinadas por la separación de las correas “ s_i ”, obtenemos las siguientes hipótesis:

- **Hipótesis primera** (Carga uniforme de mantenimiento). Al igual que en la verificación de los ELS, esta carga no se tiene que aplicar conjuntamente con otras cargas variables.

$$31.23kN \cdot m = \frac{l^2 \cdot (q_{\text{peso}} \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_{\text{chapa}} \cdot s_1 \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_m \cdot s_1 \cdot \gamma_{\text{var}})}{8}$$

- **Hipótesis segunda** (Nieve).

$$31.23kN \cdot m = \frac{l^2 \cdot (q_{\text{peso}} \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_{\text{chapa}} \cdot s_2 \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_n \cdot s_2 \cdot \gamma_{\text{var}} + q_m \cdot s_2 \cdot \psi_m \cdot \gamma_{\text{var}} + q_e \cdot s_2 \cdot \psi_e \cdot \gamma_{\text{var}})}{8}$$

- **Hipótesis tercera** (Viento).

$$31.23kN \cdot m = \frac{l^2 \cdot (q_{\text{peso}} \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_{\text{chapa}} \cdot s_3 \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_e \cdot s_3 \cdot \gamma_{\text{var}} + q_m \cdot s_3 \cdot \psi_m \cdot \gamma_{\text{var}} + q_n \cdot s_3 \cdot \psi_n \cdot \gamma_{\text{var}})}{8}$$

- **Hipótesis cuarta** (Carga concentrada de mantenimiento de 1kN). Aplicada en el punto más desfavorable para el momento, es decir en el centro de la correa. No se aplica conjuntamente con otras cargas variables de cubierta.

$$31.23kN \cdot m = \frac{l^2 \cdot (q_{\text{peso}} \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_{\text{chapa}} \cdot s_4 \cdot \gamma_{\text{peso}})}{8} + \frac{1 \cdot l \cdot \gamma_{\text{var}}}{4}$$

- **Hipótesis quinta** (Carga uniforme de mantenimiento). No se aplica conjuntamente con otras cargas variables.

$$24.63kN = \frac{l \cdot (q_{\text{peso}} \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_{\text{chapa}} \cdot s_5 \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_m \cdot s_5 \cdot \gamma_{\text{var}})}{2}$$

- **Hipótesis sexta** (Nieve).

$$24.63kN = \frac{l \cdot (q_{\text{peso}} \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_{\text{chapa}} \cdot s_6 \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_n \cdot s_6 \cdot \gamma_{\text{var}} + q_m \cdot s_6 \cdot \psi_m \cdot \gamma_{\text{var}} + q_e \cdot s_6 \cdot \psi_e \cdot \gamma_{\text{var}})}{2}$$

- **Hipótesis séptima** (Viento).

$$24.63kN = \frac{l \cdot (q_{\text{peso}} \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_{\text{chapa}} \cdot s_7 \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_e \cdot s_7 \cdot \gamma_{\text{var}} + q_m \cdot s_7 \cdot \psi_m \cdot \gamma_{\text{var}} + q_n \cdot s_7 \cdot \psi_n \cdot \gamma_{\text{var}})}{2}$$

- **Hipótesis octava** (Carga concentrada de mantenimiento de 1kN). Aplicada en el punto más desfavorable para el cortante, es decir, en uno de los extremos de la correa. No se aplica conjuntamente con otras cargas variables de cubierta.

$$24.63kN = \frac{l \cdot (q_{\text{peso}} \cdot \gamma_{\text{peso}} + q_{\text{chapa}} \cdot s_8 \cdot \gamma_{\text{peso}})}{2} + 1 \cdot \gamma_{\text{var}}$$

Aplicando los coeficientes de simultaneidad utilizados en el cálculo de los ELS y los coeficientes parciales de seguridad de la tabla 4.1 del Documento Básico SE “Seguridad Estructural”, la cual se encuentra en el anexo 2.6, obtenemos para cada hipótesis la separación “ s_i ” máxima con la que cumplimos el valor límite establecido:

Coeficientes parciales de seguridad γ para las acciones		
Tipo de verificación	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria desfavorable
Resistencia	Permanente Peso propio, peso del terreno(γ_{peso})	1.35
	Variable (γ_{var})	1.50

Tabla 2.15. Coeficiente parciales seguridad para acciones (Tabla 4.1 SE)

- **Hipótesis primera** (Carga uniforme de mantenimiento):

$$31.23 = \frac{9.81^2 \cdot (0.54 \cdot 1.35 + 0.14 \cdot s_1 \cdot 1.35 + 0.4 \cdot s_1 \cdot 1.5)}{8} \rightarrow 249.84 = 96.24 \cdot (0.73 + 0.79 s_1) \rightarrow \underline{s_1 \approx 2.36m}$$

- **Hipótesis segunda** (Nieve) $\rightarrow \underline{s_2 \approx 1.99m}$

- **Hipótesis tercera** (Viento) $\rightarrow \underline{s_3 \approx 2.53m}$

- **Hipótesis cuarta** (Carga concentrada de mantenimiento) $\rightarrow \underline{s_4 \approx 8.27m}$

- **Hipótesis quinta** (Carga uniforme de mantenimiento):

$$24.63 = \frac{9.81 \cdot (0.54 \cdot 1.35 + 0.14 \cdot s_5 \cdot 1.35 + 0.4 \cdot s_5 \cdot 1.5)}{2} \rightarrow 49.26 = 9.81 \cdot (0.73 + 0.79 s_5) \rightarrow \underline{s_5 \approx 5.43m}$$

- **Hipótesis sexta** (Nieve) $\rightarrow \underline{s_6 \approx 4.58m}$

- **Hipótesis séptima** (Viento) $\rightarrow \underline{s_7 \approx 5.82m}$

- **Hipótesis octava** (Carga concentrada de mantenimiento) $\rightarrow \underline{s_8 \approx 21.09m}$

Observamos que los resultados obtenidos al calcular la separación de las correas para los ELU son mayores que el obtenido en la hipótesis segunda de los ELS, por lo que podemos concluir que la separación máxima a la que podemos situar las correas de cubierta es:

$$s'_2 \leq s_i \rightarrow \text{Separación máxima correas} = 1.81m$$

Redondeando el resultado anterior definimos que la separación de las correas de la nave industrial a realizar será de **1.80m**.

2.2.3 ACELERACIÓN SÍSMICA.

2.2.3.1 Introducción.

La finalidad última de los criterios a cumplir en lo que a las acciones sísmicas se refiere es el de evitar la pérdida de vidas humanas y el de reducir el daño y el coste económico que puedan ocasionar los terremotos futuros.

Las acciones sísmicas están reguladas en la NCSE-02, Norma de construcción sismorresistente: parte general y edificación, la cual es obligatoria en todas las construcciones excepto:

9. En las construcciones de importancia moderada
10. En las edificaciones de importancia normal o especial cuando la aceleración sísmica básica “ a_b ” sea inferior a 0.04g
11. En las construcciones de importancia normal con pórticos bien arriostrados entre si en todas las direcciones cuando la a_b sea inferior a 0.08g.

Como justificaremos en los siguientes apartados de este punto, nuestra nave industrial está considerada de importancia normal y situada en una parcela con una $a_b \geq 0.08g$, por lo que en nuestro caso **la normativa será de obligado cumplimiento**.

2.2.3.2 Determinación de la aceleración sísmica de cálculo “ a_c ”.

Según la NCSE-02 “parte general y edificación” el valor de la aceleración sísmica de cálculo “ a_c ” puede calcularse mediante:

$$a_c = S \cdot \rho_r \cdot a_b = 1.28 \cdot 1 \cdot 0.09 = 0.115g, \text{ siendo:}$$

S coeficiente de amplificación del terreno.

ρ_r coeficiente adimensional de riesgo.

a_b aceleración sísmica básica.

El valor obtenido para la “ a_c ” será utilizado posteriormente para el cálculo del coeficiente sísmico en los pilares, que se encuentra en el punto **2.2.4.3.3** de este anexo.

2.2.3.2.1 Coeficiente adimensional de riesgo “ ρ_r ”.

Se conoce como coeficiente adimensional de riesgo a la función de la probabilidad aceptable de exceder a_c en el período de vida para el que se proyecta la construcción.

Éste viene determinado según la importancia de la obra, tomando como valores:

$$\boxed{\rho_r=1.0} \rightarrow \text{Obras de importancia } \textit{normal}$$

$$\rho_r=1.3 \rightarrow \text{Obras de importancia } \textit{especial}$$

Independientemente del tipo de obra que se trate, las construcciones se pueden clasificar según los daños que puede ocasionar su destrucción en:

- *De importancia moderada:* Aquellas con probabilidad despreciable de que su destrucción por un terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario o producir daños económicos significativos a terceros.
- *De importancia normal:* Aquellas cuya destrucción por un terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad o producir importantes pérdidas económicas, sin que en ningún caso se trate de un servicio imprescindible ni pueda dar lugar a efectos catastróficos.
- *De importancia especial:* Aquellas cuya destrucción por el terremoto, pueda interrumpir un servicio imprescindible o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos análogos así como en reglamentaciones más específicas. Algunos ejemplos son hospitales, cuarteles de bomberos y policía, centrales nucleares y térmicas, pabellones....

Teniendo en cuenta que realizamos una estructura para una nave industrial, siendo más que probable el movimiento de personas en ella, consideraremos de **normal** la importancia de la obra, ya que en caso de terremoto pueden producirse víctimas.

2.2.3.2.2 Aceleración sísmica básica “ a_b ”.

La aceleración sísmica básica es un valor característico de la aceleración horizontal de la superficie del terreno el cual se define por medio del mapa de peligrosidad sísmica de la figura 2.1 de la NCSE-02 “parte general y edificación” expresado en relación al valor de la gravedad “g”.

Dicho mapa suministra también el coeficiente de contribución K, el cual tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto. Este valor se utilizará posteriormente para el cálculo del coeficiente de valor en pilares, que se encuentra en el punto 2.2.4.3.3.3 de este anexo.

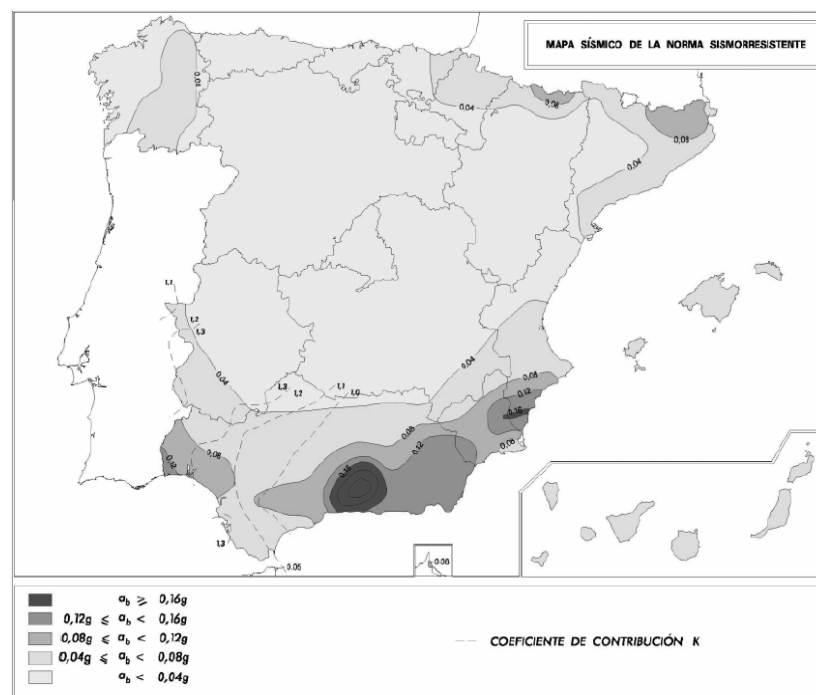


Figura 2.23. Mapa sísmico de la norma sismorresistente (Figura 2.1 NCSE-02)

Observando el anterior mapa y mediante el anexo 1 de la NCSE-02, donde se detalla por municipios los valores de la aceleración sísmica básica iguales o superiores a 0.04g y su correspondiente coeficiente de contribución K, definimos que en la localidad de Vilamallá tenemos:

$$a_b = 0.09g$$

$$K=1,0$$

2.2.3.2.3 Coeficiente de amplificación del terreno “S”.

El coeficiente de amplificación del terreno regula el tipo de superficie donde se va a realizar la construcción y viene determinado por el resultado que se obtiene a multiplicar el coeficiente adimensional de riesgo y la aceleración sísmica básica:

$$\text{Para } \rho \cdot a_b \leq 0.1g \quad \rightarrow \quad S = \frac{C}{1.25}$$

$$\text{Para } 0.1g < \rho \cdot a_b < 0.4g \quad \rightarrow \quad S = \frac{C}{1.25} + 3.33(\rho \cdot \frac{a_b}{g} - 0.1)(1 - \frac{C}{1.25})$$

$$\text{Para } 0.4g \leq \rho \cdot a_b \quad \rightarrow \quad S = 1.0$$

, siendo: C coeficiente de terreno

Aplicando los valores del coeficiente de riesgo y de la aceleración sísmica básica obtenidos observamos que:

$$\rho \cdot a_b = 1 \cdot 0.09g = 0.09g \leq 0.1g \quad \rightarrow \quad S = \frac{C}{1.25} = \frac{1.6}{1.25} = 1.28$$

2.2.3.2.3.1 Coeficiente de terreno “C”.

El coeficiente de terreno depende de las características geotécnicas de la parcela donde se va a realizar la construcción y su valor viene determinado según la clasificación de del tipo de terreno. Los terrenos se clasifican en los siguientes tipos:

- Terreno tipo I: Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. La velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla “ v_s ” es superior a 750m/s
- Terreno tipo II: Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. $750m/s \geq v_s \geq 400m/s$
- Terreno tipo III: Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. $400m/s \geq v_s \geq 200m/s$

- Terreno tipo IV: Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando.
 $v_s \leq 200 \text{ m/s}$

A cada uno de los tipos de terreno indicados, se les asigna el valor del coeficiente “C” indicado en la tabla 2.1 del NCSE-02 “parte general y edificación”:

COEFICIENTES DEL TERRENO

TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE C
I	1,0
II	1,3
III	1,6
IV	2,0

Tabla 2.16. Coeficientes del terreno (Tabla 2.1 NCSE-02)

Para obtener el valor del coeficiente C de cálculo se determinarán los espesores e_1, e_2, e_3 y e_4 de terrenos de los tipos I, II, III y IV respectivamente, existentes en los 30 primeros metros bajo la superficie, adoptándose el valor medio obtenido:

$$C = \frac{\sum C_i \cdot e_i}{30}$$

El coeficiente C no contempla el posible colapso del terreno bajo la estructura durante el terremoto debido a la inestabilidad del terreno como en el caso de hundimiento de cavidades subterráneas.

Según los datos geotécnicos obtenidos de la empresa BGC (BERGA GEOCONSULTEC S.L.), encargada de realizar el estudio de los materiales presentes en la parcela, obtenemos que el coeficiente del terreno aplicable es:

$$\boxed{C = 1.6}$$

(Para más información sobre las características geotécnicas del terreno observar el punto **2.1.1.5** “Niveles geotécnicos y cortes geológicos” del anexo **2.1** del proyecto).

2.2.4 ACCIONES EN LOS PILARES.

2.2.4.1 Introducción al programa de cálculo.

Los pilares de toda la nave se han calculado mediante un análisis conjunto de toda la estructura, utilizando un programa matricial espacial de la empresa Prefabricados Pujol S.A., el cual ha sido realizado por la “Universidad Politècnica de Catalunya” a través de la “ETS d’Enginyers de Camins, Canals i Ports”.

El programa dimensiona la armadura del pilar con la peor de las hipótesis realizadas (ver el resultado de las hipótesis en el punto **2.2.7** del presente anexo) teniendo en cuenta las acciones que afectan a la estructura: cargas permanentes y variables, pesos propios de los elementos estructurales, sobrecargas de uso, viento y sismo.

A continuación determinaremos las acciones producidas en los pilares debidas al viento, sismo y puente grúa, ya que el resto de las acciones se obtienen directamente a partir del peso propio de los elementos estructurales que apoyan en ellos y de las cargas consideradas en el forjado o la cubierta, según el pilar de estudio.

2.2.4.2 Acción del viento en los pilares

En general, las construcciones ordinarias no son sensibles a los efectos dinámicos del viento por lo que se tiene que comprobar la acción de éste en todas direcciones para poder determinar la fuerza que ejerce en la estructura, independientemente de la existencia de edificaciones contiguas medianeras.

Esta fuerza producida por el efecto del viento se aplica en nuestro caso en la fachada exterior de la nave industrial, la cual es transmitida a los pilares perimetrales de la estructura ya que los paneles de cerramiento no tienen ninguna función resistente.

La fuerza producida por el viento se determina mediante la misma expresión utilizada en el punto **2.2.1.2.1** “Determinación de la acción del viento en cubierta”, siendo ésta:

$$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \quad , \text{ siendo:}$$

- q_b presión dinámica del viento → con un valor constante de $0.5kN/m^2$ para el territorio español, tal y como se ha indicado en el punto **2.2.1.2.1.1** del anexo.
- c_e coeficiente de exposición → con un valor variable que depende de la altura del punto considerado y del grado de aspereza del entorno.
- c_p coeficiente eólico o de presión → con un valor variable que depende la dirección y del sentido en que sopla el viento.

2.2.4.2.1 Coeficiente de exposición “ c_e ”.

Como ya se ha indicado en el punto **2.2.1.2.1.2** del anexo, el coeficiente de exposición se puede calcular mediante las expresiones siguientes:

$$F = k \cdot \ln(\max(z, Z) / L) \quad \text{y} \quad c_e = F \cdot (F + 7k) , \text{ siendo:}$$

k , L , Z parámetros característicos del entorno, según la tabla D.2 del Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación” la cual se encuentra en el anexo **2.6** del proyecto y cuyos valores son:

$$k = 0.22 \quad ; \quad L = 0.3m \quad ; \quad Z = 5.0m$$

Aplicando los parámetros y las expresiones indicadas anteriormente procedemos a calcular el coeficiente de exposición para intervalos de altura de 1m, siendo $z=0m$ la rasante con el pavimento y aproximadamente $z=10m$ la altura máxima de fachada:

Altura “ z ” (m)	$\max(z, Z)$	$F = k \cdot \ln(\max(z, Z) / L)$	$c_e = F \cdot (F + 7k)$
0 (rasante)	5	0.62	1.34
1	5	0.62	1.34
2	5	0.62	1.34
3	5	0.62	1.34
4	5	0.62	1.34
5	5	0.62	1.34
6	6	0.66	1.45
7	7	0.69	1.54
8	8	0.72	1.63
9	9	0.75	1.72
10 (altura máx.)	10	0.77	1.78

Tabla 2.17. Resultado coeficiente de exposición según altura

Observando la **tabla 2.18** podemos deducir que en los 5 primeros metros de altura sobre el terreno el valor del coeficiente de exposición se mantendrá constante mientras que para valores $z > 5\text{m}$ éste irá aumentando progresivamente, ejerciendo cada vez más fuerza a la estructura.

2.2.4.2.2 Coeficiente eólico o de presión “ c_p ”.

El coeficiente eólico o de presión es variable según la dirección y el sentido del viento al incidir en la fachada, hecho que provoca que para cada construcción haya infinidad de resultados posibles, siendo prácticamente imposible la determinación del coeficiente eólico para cada una de las situaciones.

A efectos prácticos, según el Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación”, bastará con la comprobación de dos direcciones de viento cualesquiera sensiblemente ortogonales, considerándose en cada una la acción en los dos sentidos.

En la **figura 2.24** observamos las direcciones y los sentidos que hemos considerado para determinar los coeficientes eólicos en nuestra nave industrial:

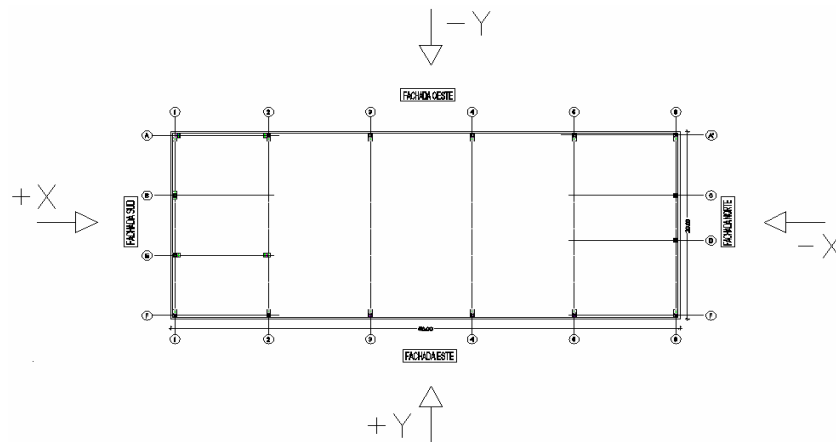


Figura 2.24. Direcciones y sentidos del viento considerados

En nuestro caso en concreto, al incidir el viento en la fachada, utilizaremos para la determinación de los coeficientes eólicos la tabla D.3 del Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación”, la cual se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto. Hay que tener en cuenta que, al igual que para la determinación del coeficiente eólico en cubierta, un valor positivo indica presión mientras que uno de negativo succión:

Zona (según figura), $-45^{\circ}<\theta<45^{\circ}$						
a (m ²)	h/d	A	B	C	D	E
≥ 10	5	-1.2	-0.8	-0.5	0.8	-0.7
	1	-1.2	-0.8	-0.5	<div>0.8</div>	<div>-0.5</div>
	≤ 0.25	-1.2	-0.8	-0.5	<div>0.7</div>	<div>-0.3</div>

Tabla 2.18. Valores presión/succión en fachada según zona (Tabla D.3 SE-AE)

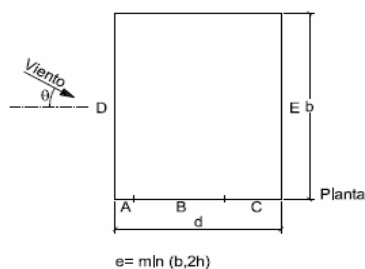


Figura 2.25. Detalle planta fachada

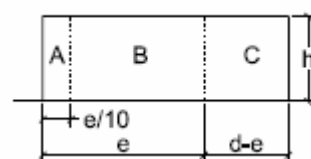


Figura 2.26. Detalle alzado fachada

, siendo:

- a área de influencia del pilar considerado, cuyo valor se consigue mediante el producto de la altura de la fachada sobre el terreno y la suma de la mitad del intereje de cada uno de los pilares colindantes, tal y como se puede observar en la **figura 2.27**. Todas las áreas de influencia en la nave industrial son $> 10\text{m}^2$.

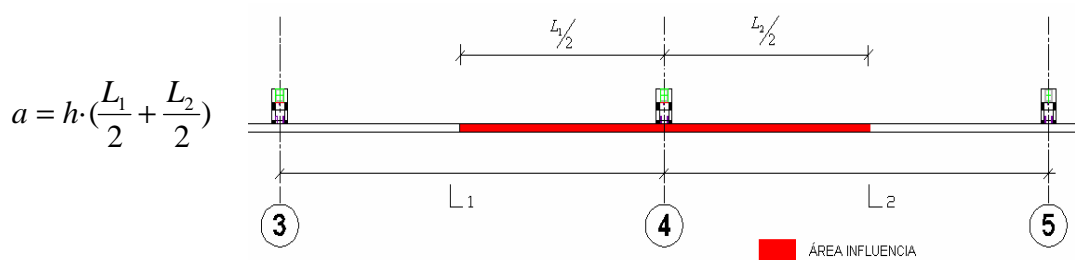


Figura 2.27. Área influencia viento (por intereje) en pilar eje 4.

h altura de la fachada sobre el terreno $h = 10.01\text{m}$.

d profundidad de la nave según dirección y sentido del viento considerado.

Aplicando las ecuaciones descritas y los valores de la **tabla 2.19**, procedemos a calcular los coeficientes de presión y succión para las direcciones y sentidos de viento considerados:

Dirección y sentido	Profundidad "d" (m)	Altura fachada "h" (m)	h/d	Coefficiente Presión	Coefficiente Succión
+X	50	10.01	0.2	0.7	-0.3
+Y	20	10.01	0.5	0.73	-0.37
-X	50	10.01	0.2	0.7	-0.3
-Y	20	10.01	0.5	0.73	-0.37

Tabla 2.19. Resultado coeficiente presión/succión según dirección/sentido viento

Hay que tener en cuenta que para obtener los coeficientes de presión y succión en la dirección +Y hemos interpolado entre los valores de la **tabla 2.19** ya que $0.25 < \frac{h}{d} < 1$

2.2.4.2.3 Ejemplo de cálculo de la acción del viento en los pilares.

A continuación, a modo de ejemplo, procedemos a calcular la acción del viento en dos de los pilares de la nave industrial, más concretamente en el pilar **AL** y **AN** del plano **3** "Planta general (Ref.)" que se encuentra en el punto **3.1** del proyecto. Para realizar dicho cálculo hemos considerado una dirección y sentido del viento +Y, aplicando los coeficientes de presión y succión correspondientes (en valor absoluto):

Altura "z" (m)	c_e	Coef. Presión(+Y)	Coef. Succión(+Y)	$q_e = q_b \cdot c_e \cdot c_p \text{ (kg / m}^2\text{)}$
0-5	1.34	0.73		48.9
			0.37	24.8
6	1.45	0.73		52.9
			0.37	26.8
7	1.54	0.73		56.2
			0.37	28.5
8	1.63	0.73		59.5
			0.37	30.2
9	1.72	0.73		62.8
			0.37	31.8
10	1.78	0.73		65
			0.37	32.9

Tabla 2.20. Cálculo acción viento (+Y) en pilares F-5 y A-5

En la **figura 2.28** podemos observar de forma gráfica la acción del viento obtenida para los pilares estudiados, multiplicando los resultados obtenidos en la **tabla 2.21** por

la suma de la mitad del intereje de cada uno de los pilares colindantes, tal y como se puede observar en la **figura 2.27**.

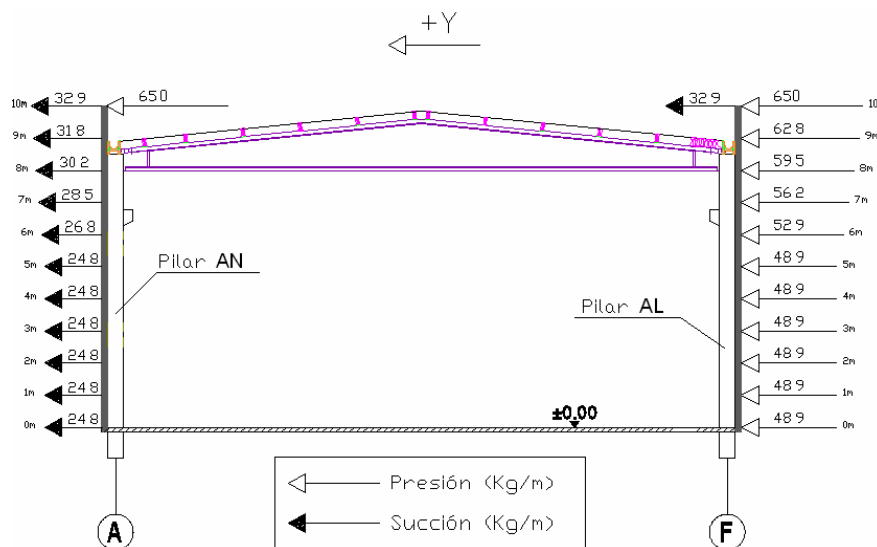


Figura 2.28. Detalle acción viento (+Y) en pilares F-5 y A-5

2.2.4.3 Acción del sismo en los pilares.

En los puntos 2.2.3.2.1 y 2.2.3.2.2 del anexo se ha clasificado la importancia de la construcción como de **normal** y se ha indicado que la aceleración sísmica básica de la zona “ a_b ” es de **0.09g**.

Según la NCSE-02 “parte general y edificación”, en todas la construcciones de importancia normal con una $a_b \geq 0.08g$ la norma es de obligado cumplimiento, por lo que tendremos que tener en cuenta la acción sísmica en el cálculo de la estructura.

Existen distintos métodos de cálculo para determinar las acciones sísmicas a considerar en la estructura, pudiéndose utilizar el método simplificado para los casos más usuales de edificación como lo son las construcciones de importancia normal de hasta cuatro plantas en total.

El método simplificado de cálculo de las acciones sísmicas consiste en asimilar la construcción a un modelo unidimensional constituido por un oscilador múltiple, de periodo “ T_f ”, con un solo grado de libertad de desplazamiento por planta. Su análisis se

realiza a partir de un sistema de fuerzas horizontales equivalente a la de los terremotos “ F_{ik} ”, siendo “ k ” el punto de aplicación (ver punto 2.2.4.3.1) y “ i ” el modo de vibración (ver punto 2.2.4.3.2). El valor de dicha fuerza se obtiene según la expresión:

$$F_{ik} = s_{ik} \cdot P_k, \text{ siendo:}$$

P_k peso correspondiente a la porción de masa de los distintos elementos estructurales ha tener en cuenta en el punto “ k ” de estudio.

s_{ik} coef. sísmico adimensional del punto “ k ” y modo “ i ” (ver punto 2.2.4.3.3)

2.2.4.3.1 Cantidad de fuerzas sísmicas a determinar en pilar.

Para averiguar la cantidad de puntos “ k ” de un pilar en los que se tiene que calcular la F_{ik} nos hemos de basar en las consideraciones siguientes (ver *figura 2.29*):

12. Se determinará una F_{ik} en la cota de apoyo de los elementos estructurales que soportan cada una de las plantas de la construcción. Hay que tener en cuenta que, en el cálculo de la acción sísmica, el falso techo de las oficinas de la nave industrial a realizar se considera como una planta más.
13. Se determinará una F_{ik} en la cota de apoyo de los elementos estructurales de cubierta.
14. En caso de existir otras cargas en el pilar, como puentes grúa, voladizos... se determinará una F_{ik} en la cota de apoyo pertinente.

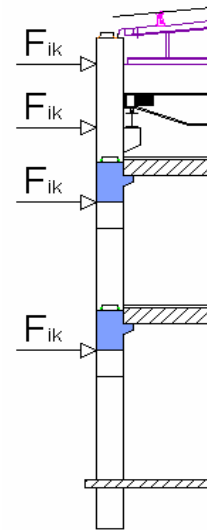


Figura 2.29. F_{ik} en pilar.

2.2.4.3.2 Determinación de los modos de vibración “ i ”.

Cuando se le aplica a una estructura una fuerza horizontal, el comportamiento de la misma puede variar dependiendo de diversos factores, como la intensidad de la fuerza, el comportamiento del terreno, las dimensiones de la estructura..., a cada uno de estos posibles comportamientos se le conoce como modos de vibración.

En la **figura 2.30** podemos observar como ejemplo los tres primeros tipos de modos de vibración para una estructura de pisos:

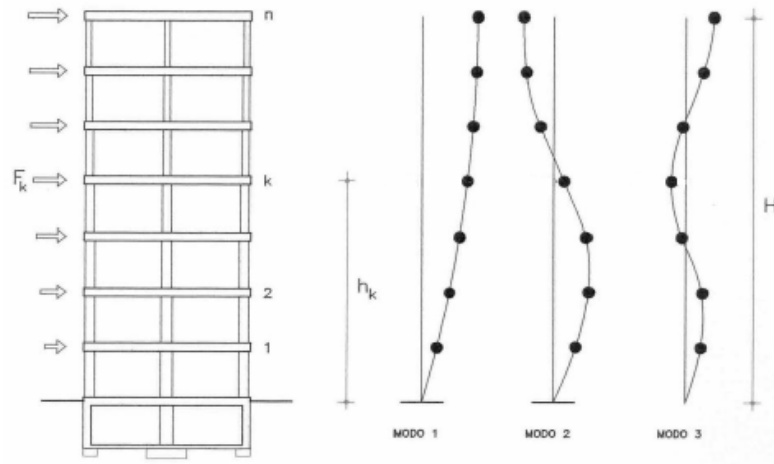


Figura 2.30. Modos de vibración para una estructura de pisos

Para el método simplificado de cálculo los modos de vibración a considerar vienen en función del período fundamental de la construcción “ T_f ”:

- El primer modo, si $T_f \leq 0.75s$
- El primer y segundo modo si $0.75 < T_f \leq 1.25s$
- Los tres primeros modos si $T_f > 1.25s$

2.2.4.3.2.1 Cálculo del período fundamental “ T_f ” de las construcciones.

Según la NCSE-02 “parte general y edificación”, el período propio o fundamental de la construcción se debe determinar por alguno de los siguientes procedimientos, por orden de preferencia:

1. Ensayos sobre construcciones de características iguales o semejantes
2. Ensayos sobre modelos de la construcción considerada
3. Procedimientos teóricos de la Mecánica y de la Elasticidad
4. Fórmulas aproximadas o empíricas.

En nuestro caso en concreto, al no disponer de los recursos ni de la información necesaria para realizar los tres primeros procedimientos, estimaremos de forma aproximada el período fundamental mediante la expresión utilizada en edificios con pórticos de hormigón armado sin la colaboración de pantalla rigidizadoras, indicada en el punto 3.7.2.2 de la NCSE-02:

$$T_f = 0.09n = 0.09 \cdot 3 = 0.27s, \text{ siendo:}$$

n número de plantas sobre la rasante (teniendo en cuenta que para el cálculo de la acción sísmica el falso techo se considera como tal) más la cubierta. Para nuestra nave industrial a realizar el valor máximo posible es 3.

Mediante el anterior resultado observamos que $T_f \leq 0.75s$, por lo que únicamente tendremos que considerar el primer modo en el cálculo de la estructura.

Para la consideración de los efectos de los distintos modos, se aceptan las siguientes relaciones entre los períodos del modo i “ T_i ” y del modo fundamental “ T_f ”:

$$T_i = \frac{T_f}{(2i-1)}, \text{ siendo } i = 1 \text{ para nuestro caso} \rightarrow T_i = T_f$$

2.2.4.3.3 Cálculo del coeficiente sísmico adimensional “ s_{ik} ”.

El coeficiente sísmico adimensional “ s_{ik} ” correspondiente al punto “k” en el modo “i” se puede determinar mediante la expresión:

$$s_{ik} = (a_c / g) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik} = (0.115g / g) \cdot 2.5 \cdot 0.55 \cdot \eta_{ik} = 0.158 \cdot \eta_{ik}, \text{ siendo:}$$

a_c aceleración sísmica de cálculo calculada en el punto 2.2.3.2 del presente anexo, expresada en m/s^2 .

g aceleración de la gravedad, expresada en m/s^2 .

β coeficiente de respuesta.

η_{ik} factor de distribución correspondiente al punto “k”, en el modo “i”.

α_i coeficiente de valor.

2.2.4.3.3.1 Determinación coeficiente de respuesta “ β ”.

El coeficiente de respuesta “ β ” para los casos más frecuentes de edificación se puede obtener a partir de la tabla 3.1 de la NCSE-02 “parte general y edificación”, la cual se encuentra en el anexo 2.6 del presente proyecto.

Éste se obtiene en función del tipo de estructura, de la compartimentación de la construcción y del coeficiente de comportamiento por ductilidad:

TIPO DE ESTRUCTURA	COMPARTIMENTACIÓN DE LAS PLANTAS	COEFICIENTE DE COMPORTAMIENTO POR DUCTILIDAD			SIN DUCTILIDAD ($\mu = 1$)
		$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
HORMIGÓN ARMADO	Diáfana	0,27	0,36	0,55	1,09

Tabla 2.21. Valores del coeficiente de respuesta (Tabla 3.1 NCSE-02)

Teniendo en cuenta que la NCSE-02 nos indica que para naves industriales, polideportivos, estaciones, pabellones, supermercados... con soportes empotrados dúctilmente en la base se puede considerar una $\mu = 2$, definimos que:

$$\boxed{\beta = 0.55}$$

2.2.4.3.3.2 Determinación del factor de distribución “ η_{ik} ”.

El factor de distribución “ η_{ik} ”, al igual que el período fundamental “ T_f ”, se determinará siempre que sea posible mediante uno de los tres primeros procedimientos, por orden de preferencia, indicados en el punto 2.2.4.3.2.1.

En caso de no ser posible su obtención por dichos métodos, para construcciones de hasta ocho plantas (teniendo en cuenta la cubierta) puede tomarse para el primer modo el valor del factor de distribución η_{ik} indicado en la tabla C 3.1 de la NCSE-02 “parte general y edificación” que mostramos a continuación:

TABLA C 3.1:

FACTOR DE DISTRIBUCIÓN EN EDIFICIOS DE HASTA 8 PLANTAS IGUALES

Nº total de plantas	1	2	3	4	5	6	7	8
Planta 8								1,3
Planta 7							1,2	1,2
Planta 6						1,2	1,2	1,1
Planta 5					1,2	1,2	1,1	1,0
Planta 4				1,2	1,2	1,1	1,0	0,9
Planta 3			1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7
Planta 2		1,2	1,0	0,8	0,8	0,6	0,5	0,5
Planta 1	1,0	0,8	0,6	0,5	0,4	0,3	0,3	0,2

Tabla 2.22. Factor distribución según planta (punto k) (Tabla C 3.1 NCSE-02)

2.2.4.3.3.3 Determinación del coeficiente de valor “ α_i ”.

El coeficiente de valor para el método simplificado de cálculo se determina mediante el espectro de respuesta elástica que podemos observar a continuación (ver *figura 2.31*):

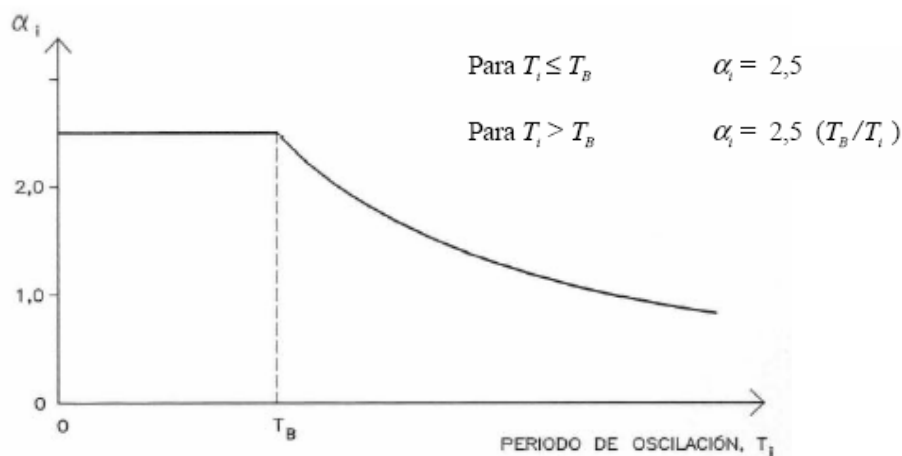


Figura 2.31. Espectro respuesta elástica (método simplificado)

, siendo:

T_i periodo del modo i , indicado en el apartado 2.2.4.3.2.1.

T_B periodo característico del espectro de respuesta, cuyo valor es:

$$T_B = K \cdot C / 2.5 = 1.6 / 2.5 = 0.64, \text{ siendo:}$$

K coeficiente de contribución, el cual tiene en cuenta la influencia de los distintos tipos de terremotos esperados en la peligrosidad sísmica de cada punto. Este valor se obtuvo en el apartado **2.2.3.2.2** “Aceleración sísmica básica” de este anexo y es igual a $K=1,0$.

C coef. de terreno, obtenido gracias al estudio de las características geotécnicas del terreno e indicado en el punto **2.2.3.2.3.1** del proyecto. Su valor es $C=1,6$.

Observando las anteriores expresiones definimos pues,

$$T_i \leq T_B \rightarrow 0,27 \leq 0,64 \rightarrow \boxed{\alpha_i = 2,5}$$

2.2.4.3.4 Ejemplo de cálculo de la acción del sismo en los pilares.

A continuación, a modo de ejemplo, procedemos a calcular la acción sísmica en uno de los pilares de la nave industrial, más concretamente en el pilar **AZ** del plano **3** “Planta general (Ref.)” que se encuentra en el punto **3.1** del proyecto.

Para dicho pilar se han calculado la fuerzas sísmicas para posibles desplazamientos de la estructura en las direcciones $+X$ y $+Y$ (ver **figura 2.24**) teniendo en cuenta las ecuaciones y tablas de los puntos anteriores.

La cantidad de puntos “k” del pilar **AZ** en los que se tiene que determinar la fuerza sísmica “ F_{ik} ”, teniendo en cuenta las indicaciones realizadas en el punto **2.2.4.3.1** “Cantidad de fuerzas sísmicas a determinar en pilar”, serán:

1. Una F_{ik} , de igual dirección y sentido al desplazamiento considerado, en los dos apoyos de los elementos estructurales que soportan cada una de las plantas de la construcción.
2. Una F_{ik} , de igual dirección y sentido al desplazamiento considerado, en la cota de apoyo de los elementos estructurales de cubierta.

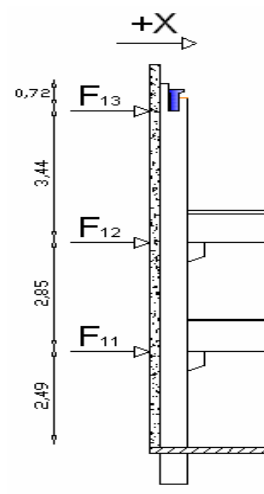


Figura 2.32. F_{ik} para +X

Es decir, un total de tres puntos “k”. En la **figura 2.32** podemos observar el conjunto de fuerzas sísmicas a determinar en el pilar **AZ** para un desplazamiento en dirección y sentido +X.

2.2.4.3.4.1 Determinación de las masas a considerar en punto “k”.

El primer paso a realizar una vez indicados la cantidad de puntos “k” a estudiar es el de determinar para cada uno de ellos el peso correspondiente a la porción de masa de los distintos elementos estructurales.

El peso de los elementos estructurales de la nave industrial se han obtenido utilizando las fichas de fabricación de cada una de las piezas que podemos observar en el punto **3.2** del presente proyecto:

Para K=I.

- Peso del forjado:

Para poder determinar el peso de las jácenas y placas de forjado que le llega al pilar **AZ** tenemos que tener en cuenta que todos los pilares que soportan el atillo están arriostrados los unos con los otros, por lo que la carga total se reparte entre todos ellos teniendo en cuenta su sección y la dirección del desplazamiento.

- Sup. forjado I = $(6.40 + 6.35 + 0.25 + 0.2) \cdot (9.2 + 0.2 + 0.2) = 126.72 m^2$.
- Estado cargas = *Peso propio placas + capa compresión* = $532 kg / m^2$.
- Pavimento = $80 kg / m^2$
- Sobrecarga de uso = $400 kg / m^2$
- Peso Total Forjado = $(532 + 80 + 400) \cdot 126.72 = 128240.64 kg$
- Peso Total Jácenas (**TL5** + **TL7**) = $8561 + 7032 = 15593 kg$
- Peso Total Jácenas + Forjado = $128240.64 + 15593 = \underline{143833.64 kg}$

Una vez obtenido el peso total del forjado procedemos a repartirlo por inercias entre los distintos pilares que lo soportan, teniendo en cuenta la sección de cada uno de ellos:

- Sección del pilar **AZ** = 0.40m x 0.40m

- Nº pilares sección 0.40m x 0.40m que soportan el altillo (ver *figura 2.33*) = 3

- Nº pilares sección 0.40m x 0.50m que soportan el altillo (ver *figura 2.33*) = 2

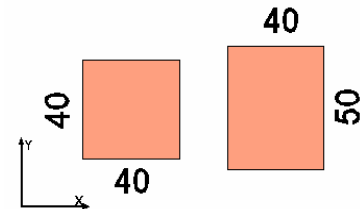


Figura 2.33. Secciones pilares

- Inercia de los pilares de sección 0.40x0.40 para la dirección y sentido ^+X y ^+Y :

$$I_{40 \times 40} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.4 \cdot 0.4^3}{12} = 2.13 \cdot 10^{-3} m^4$$

- Inercia de los pilares de sección 0.40x0.50:

$$I_{50 \times 40} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.5 \cdot 0.4^3}{12} = 2.66 \cdot 10^{-3} m^4 \rightarrow \text{dirección y sentido } ^+X$$

$$I_{40 \times 50} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0.4 \cdot 0.5^3}{12} = 4.16 \cdot 10^{-3} m^4 \rightarrow \text{dirección y sentido } ^+Y$$

- Porción de peso del forjado en pilar **AZ** para una dirección y sentido de desplazamiento ^+X :

$$\frac{I_{40 \times 40}}{3 \cdot I_{40 \times 40} + 2 \cdot I_{50 \times 40}} = \frac{2.13 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 2.13 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 2.66 \cdot 10^{-3}} = \frac{2.13 \cdot 10^{-3}}{0.01171} = 0.182$$

$$0.182 \cdot (\text{Peso Total jácenas} + \text{forjado}) = 0.182 \cdot 143833.64 = \boxed{26477.72 \text{ kg}}$$

- Porción de peso del forjado en pilar **AZ** para una dirección y sentido de desplazamiento ^+Y :

$$\frac{I_{40 \times 40}}{3 \cdot I_{40 \times 40} + 2 \cdot I_{40 \times 50}} = \frac{2.13 \cdot 10^{-3}}{3 \cdot 2.13 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 4.16 \cdot 10^{-3}} = \frac{2.13 \cdot 10^{-3}}{0.01471} = 0.145$$

$$0.145 \cdot (\text{Peso Total jácnas} + \text{forjado}) = 0.145 \cdot 143833.64 = \boxed{20855.88 \text{ kg}}$$

- Peso propio del pilar:

Para la determinación de la porción de peso del pilar que afecta al punto “k” a estudiar consideraremos todo aquel que se encuentre por encima de este punto asta llegar a la cota del siguiente punto “k” o a la parte superior del pilar.

Hay que tener en cuenta que el peso del pilar que se encuentra por debajo del primer punto “k” no se considera ya que afecta al cimiento.

$$\text{- Peso pilar} = \text{sección} \cdot \text{densidad} \cdot \text{longitud} = 0.16 \cdot 2500 \cdot 2.85 = \boxed{1140 \text{ kg}}$$

- Peso paneles horizontales exteriores (colgados en los pilares):
 - **Peso panel HC** = 5934kg → colgado mediante poliestirolos en dos pilares, repartiendo su peso entre ellos.

$$\text{Peso panel} = \frac{5934}{2} = \boxed{2967 \text{ kg}}$$

Sumando los pesos de los distintos elementos estructurales a tener en cuenta en el punto K=1 para la determinación de la fuerza sísmica estática equivalente (F_{ik}) obtenemos:

1. Masa a considerar para un desplazamiento con dirección y sentido $\pm X$

$$26477.72 + 1140 + 2967 = \boxed{30584.72 \text{ kg} = P_1}$$

2. Masa a considerar para un desplazamiento con dirección y sentido $\pm Y$

$$20855.88 + 1140 + 2967 = \boxed{24962.88 \text{ kg} = P_1}$$

Para K=2.

- Peso del forjado:

$$\text{- Superficie forjado} = 126.72m^2$$

- Estado cargas = $\text{Peso propio placas} + \text{capa compresión} = 532 \text{ kg} / \text{m}^2$
- Sobrecarga de uso = $100 \text{ kg} / \text{m}^2$
- Peso Total Forjado = $(532+100) \cdot 126.72 = 80087.04 \text{ kg}$
- Peso Total Jácenas (**TL2** + **TL4**) = $7372+8511 = 15883 \text{ kg}$
- Peso Total Jácenas + Forjado = $80087.04+15883 = \underline{95970.04 \text{ kg}}$

Una vez obtenido el peso total del forjado procedemos a su repartirlo por inercias entre los distintos pilares que lo soportan, utilizando los valores obtenidos el cálculo del punto $k = 1$.

- Porción de peso del forjado en pilar **AZ** para una dirección y sentido de desplazamiento ^+X :

$$0.182 \cdot (\text{Peso Total jácenas} + \text{forjado}) = 0.182 \cdot 95970 = \boxed{17466.54 \text{ kg}}$$

- Porción de peso del forjado en pilar **AZ** para una dirección y sentido de desplazamiento ^+Y :

$$0.145 \cdot (\text{Peso Total jácenas} + \text{forjado}) = 0.145 \cdot 95970 = \boxed{13915.65 \text{ kg}}$$

- Peso propio del pilar:

- Peso pilar = sección · densidad · longitud = $0.16 \cdot 2500 \cdot 3.44 = \boxed{1376 \text{ kg}}$

- Peso paneles horizontales exteriores (colgados en los pilares):

- Peso panel **HL** = 5960kg → colgado mediante poliestirolos en dos pilares, repartiendo su peso entre ellos.
- Peso panel **HD** = 4671kg → colgado mediante poliestirolos en dos pilares, repartiendo su peso entre ellos.

$$\text{Peso paneles} = \frac{5960 + 4671}{2} = \boxed{5315.5 \text{ kg}}$$

Sumando los pesos de los distintos elementos estructurales a tener en cuenta en el punto $k = 2$ para la determinación de la “ F_{ik} ” obtenemos:

1. Masa a considerar para un desplazamiento con dirección y sentido $\pm X$

$$17466.54 + 1376 + 5315.5 = \boxed{24158.04 \text{ kg} = P_2}$$

2. Masa a considerar para un desplazamiento con dirección y sentido $\pm Y$

$$13915.65 + 1376 + 5315.5 = \boxed{20607.15 \text{ kg} = P_2}$$

Para $K=3$.

- Peso de la cubierta (sobrecargas, correas y jácenas):

Para poder determinar el peso de la cubierta que le llega al pilar **AZ** tenemos que tener en cuenta que todos los pilares que la soportan están arriostrados los unos con los otros mediante las correas, por lo que la carga total se reparte entre todos ellos teniendo en cuenta su sección y la dirección del desplazamiento.

- Superficie cubierta = $50 \cdot 20 = 1000 \text{ m}^2$
- Estado de cargas = Peso viga 26 a 180cms = $30 \text{ kg} / \text{m}^2$
 Peso cubierta metálica tipo sandwich = $14 \text{ kg} / \text{m}^2$
 Nieve o Mantenimiento = $40 \text{ kg} / \text{m}^2$
 Sobrecarga de viento = $16.55 \text{ kg} / \text{m}^2$
- Peso Total Cubierta: $(30+14+40+16.55) \cdot 1000 = 100550 \text{ kg}$
- Peso “Riostras” = $1091+1459+1792+1421+1422+1380 = 8565 \text{ kg}$
- Peso “Peraltadas” = $(3 \cdot 8023)+8016 = 32085 \text{ kg}$
- Peso Total Jácenas + Cubierta = $100550+8565+32085 = \underline{141200 \text{ kg}}$

Una vez obtenido el peso total de la cubierta procedemos a repartirlo por inercias entre los distintos pilares que lo soportan, teniendo en cuenta la sección de cada uno de ellos y la inercia calculada para el punto $k=1$:

- Nº pilares sección 0.40m x 0.40m que soportan la cubierta = 7
- Nº pilares sección 0.40m x 0.50m que soportan la cubierta = 9
- Porción de peso de la cubierta en pilar **AZ** para una dirección y sentido de desplazamiento $\pm X$:

$$\frac{I_{40 \times 40}}{7 \cdot I_{40 \times 40} + 9 \cdot I_{50 \times 40}} = \frac{2.13 \cdot 10^{-3}}{7 \cdot 2.13 \cdot 10^{-3} + 9 \cdot 2.66 \cdot 10^{-3}} = \frac{2.13 \cdot 10^{-3}}{0.03885} = 0.0548$$

$$0.0548 \cdot (\text{Peso Total jácenas} + \text{cubierta}) = 0.0548 \cdot 141200 = \boxed{7737.76 \text{ kg}}$$

- Porción de peso de la cubierta en pilar **AZ** para una dirección y sentido de desplazamiento $\pm Y$:

$$\frac{I_{40 \times 40}}{7 \cdot I_{40 \times 40} + 9 \cdot I_{40 \times 50}} = \frac{2.13 \cdot 10^{-3}}{7 \cdot 2.13 \cdot 10^{-3} + 9 \cdot 4.16 \cdot 10^{-3}} = \frac{2.13 \cdot 10^{-3}}{0.05235} = 0.0407$$

$$0.0407 \cdot (\text{Peso Total jácenas} + \text{cubierta}) = 0.0407 \cdot 141200 = \boxed{5746.84 \text{ kg}}$$

- Peso propio del pilar:

- Peso pilar = sección · densidad · longitud = $0.16 \cdot 2500 \cdot 0.72 = \boxed{288 \text{ kg}}$

Sumando los pesos de los distintos elementos estructurales a tener en cuenta en el punto $k = 3$ para la determinación de la “ F_{ik} ” obtenemos:

1. Masa a considerar para un desplazamiento con dirección y sentido $\pm X$

$$7737.76 + 288 = \boxed{8025.76 \text{ kg} = P_3}$$

2. Masa a considerar para un desplazamiento con dirección y sentido $\pm Y$

$$5746.84 + 288 = \boxed{6034.84 \text{ kg} = P_3}$$

2.2.4.3.4.2 Determinación de las “ F_{ik} ”.

Como ya se ha indicado en el punto 2.2.4.3 “Acción del sismo en los pilares”, la fuerza sísmica equivalente se calcula mediante el producto del coeficiente sísmico adimensional y de la masa, calculada en el apartado anterior.

El valor del coeficiente sísmico adimensional “ s_{ik} ” se puede obtener, tal y como se ha demostrado en el punto 2.2.4.3.3 de la expresión siguiente:

$$s_{ik} = (a_c / g) \cdot \alpha_i \cdot \beta \cdot \eta_{ik} = 0.158 \cdot \eta_{ik}, \text{ siendo:}$$

$$\eta_{ik} \text{ (factor distribución según tabla 2.23): } 0.6 \text{ para } K = 1 \rightarrow s_{11} = \mathbf{0.0948}$$

$$1.0 \text{ para } K = 2 \rightarrow s_{12} = \mathbf{0.158}$$

$$1.2 \text{ para } K = 3 \rightarrow s_{13} = \mathbf{0.1896}$$

Teniendo en cuenta los valores obtenidos procedemos al cálculo de las fuerzas sísmicas en el pilar **AZ**, en valor absoluto, para cada punto “k” y dirección de desplazamiento:

1. Con un desplazamiento con dirección y sentido ^+X

$$F_{11} = s_{11} \cdot P_1 = 0.0948 \cdot 30584.72 = 2899.43kg$$

$$F_{12} = s_{12} \cdot P_2 = 0.158 \cdot 24158.04 = 3816.97kg$$

$$F_{13} = s_{13} \cdot P_3 = 0.1896 \cdot 8025.76 = 1521.68kg$$

1. Con un desplazamiento con dirección y sentido ^+Y

$$F_{11} = s_{11} \cdot P_1 = 0.0948 \cdot 24962.88 = 2366.48kg$$

$$F_{12} = s_{12} \cdot P_2 = 0.158 \cdot 20607.15 = 3255.93kg$$

$$F_{13} = s_{13} \cdot P_3 = 0.1896 \cdot 6034.84 = 1144.20kg$$

2.2.4.4 Acción del puente grúa en los pilares

Un puente grúa que circula por una carrilera soldada a las pletinas de los pilares ejerce, además de una fuerza vertical (F_z) debida a su peso propio, fuerzas horizontales (F_x , F_y) producidas por la frenada y encendido del mismo (ver **figura 2.34**).

Para poder determinar dichas fuerzas nos tenemos que basar en las características técnicas del puente grúa que se quiera instalar, teniendo en cuenta la carga que tiene que poder soportar y su longitud (o luz entre pilares opuestos).

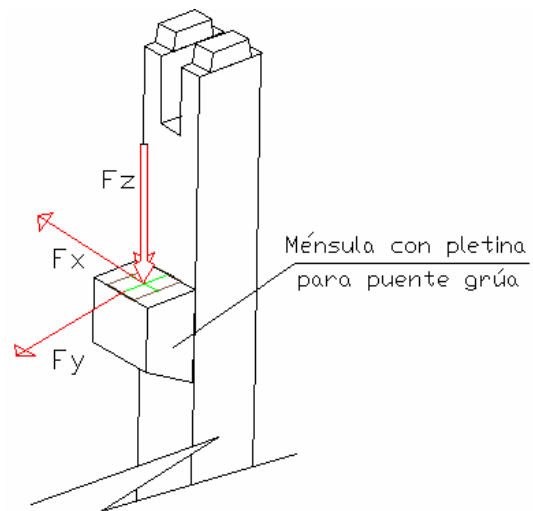


Figura 2.34. Fuerzas puente grúa

Para nuestro cálculo hemos utilizado los datos de un puente grúa monorraíl de altura reducida de la casa VINCA, con una capacidad de 3.2 toneladas y una luz entre pilares opuestos de 19m (valor muy próximo al requerido en nuestra nave industrial ya que tendría que ser de 18.4m).

Las características técnicas del puente grúa necesarias para determinar las fuerzas producidas en el pilar son las siguientes (para más información ver la ficha del puente grúa en el anexo 2.5 del proyecto):

- Cantidad de ruedas (apoyos) $\rightarrow n_r = 4$ (2 por cada lateral del puente grúa)
- Separación entre ruedas del mismo lateral $\rightarrow L_R = 2.9$ m (ver **figura 2.35**)

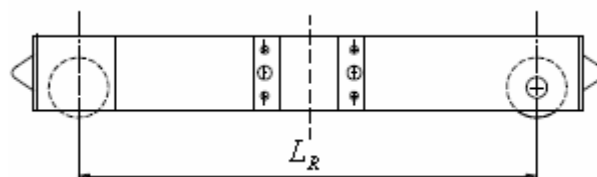


Figura 2.35. Separación ruedas Puente grúa

- Presión máxima por rueda con carga $\rightarrow P_1 = 2561$ kg

- Frenada horizontal $\rightarrow P_2 = 7100 \text{ kg}$

2.2.4.4.1 Cálculo de las fuerzas del puente grúa.

Las fuerzas horizontales F_x y F_y se calculan mediante el cociente de la frenada horizontal del puente grúa y la cantidad de pilares que soportan la carrilera y que se encuentran en la misma dirección que la fuerza estudiada, ya que al estar unidos los pilares unos con los otros se reparten el esfuerzo total de frenada y arrancada. De esta forma podemos indicar que:

$$F_x = \frac{P_2}{n_{px}} = \frac{7100}{6} = 1183.33 \text{ kg}, \text{ siendo } n_{px} \rightarrow \text{número pilares en dirección X.}$$

$$F_y = \frac{P_2}{n_{py}} = \frac{7100}{2} = 3550 \text{ kg}, \text{ siendo } n_{py} \rightarrow \text{número pilares en dirección Y.}$$

En lo que se refiere al cálculo de la fuerza vertical F_z , esta se determinará mediante el estudio de las reacciones verticales (ecuaciones de equilibrio estático) en los puntos de apoyo de la carrilera en los pilares, estudiando los casos más desfavorables y eligiendo como resultado el peor de ellos.

A continuación, a modo de ejemplo, procedemos a calcular la fuerza vertical F_z en uno de los pilares de la nave industrial, más concretamente en el pilar **AL** del plano **3** “Planta general (Ref.)” que se encuentra en el punto **3.1** del proyecto.

Los casos a estudiar para el pilar **AL** en que la fuerza vertical F_z puede ser más elevada y por lo tanto más desfavorable son:

1. Caso 1: la distancia de las dos ruedas de un mismo lateral del puente grúa al centro del pilar es exactamente la misma (ver **figura 2.36**).
2. Caso 2: una de las ruedas se encuentra justo encima de la superficie de apoyo de la carrilera, es decir, en el centro del pilar (ver **figura 2.37**).

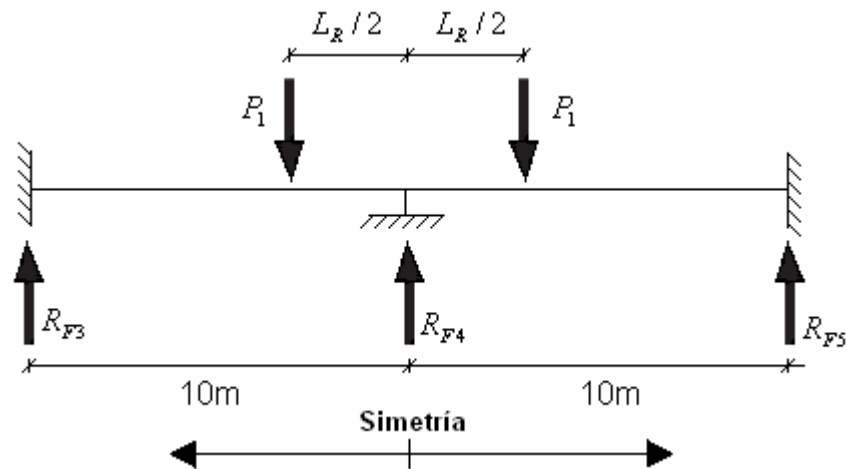


Figura 2.36. Diagrama esfuerzos verticales en caso 1

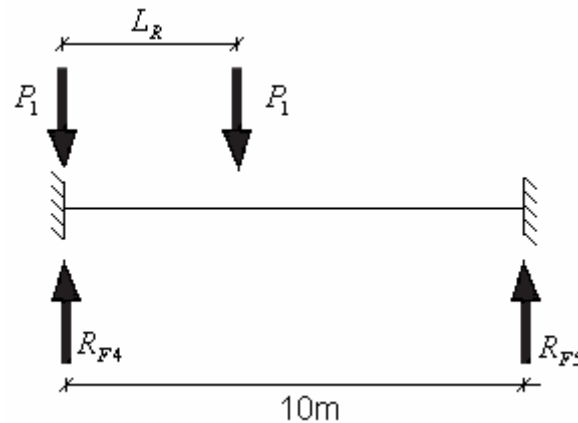


Figura 2.37. Diagrama esfuerzos verticales en caso 2

(Las reacciones R_{F3} , R_{F4} y R_{F5} de las anteriores figuras corresponden a los pilares de los ejes F-3, F-4 y F-5 del plano “Planta general (Ref.)” del apartado 3.1 del proyecto).

Utilizando el programa de cálculo de la empresa Prefabricados Pujol S.A. “DITECO” obtenemos los siguientes resultados:

- Cálculo de las reacciones para el caso 1.



$$R_{F3} = R_{F5} = 143.41kg$$

$$R_{F4} = F_Z = 4835.18kg$$

- Cálculo de las reacciones para el caso 2.



$$R_{F5} = 533.37 \text{ kg}$$

$$R_{F4} = F_z = 4589.63 \text{ kg}$$

Como podemos observar el resultado de la fuerza vertical es mayor para el caso 1, por lo que definimos que la $F_z = 4835.18 \text{ kg}$.

2.2.5 VERIFICACIÓN PIEZAS NAVE INDUSTRIAL.

2.2.5.1 Cálculo de las placas de forjado.

Para la verificación de los estados límite, recubrimiento mínimo y resistencia al fuego de las placas de forjado de la nave industrial a realizar se utilizará:

3. La instrucción EHE-08, así como la ficha técnica de la placa de forjado que podemos observar en el anexo **2.5** del proyecto.
4. La comparación realizada entre las instrucciones EHE, la cual se puede observar en el anexo **2.3** del proyecto, siendo aplicada por el programa de cálculo para determinar las propiedades de las piezas a partir de las características de los materiales indicadas en el punto **1.5.2** del proyecto.
5. Los resultados de cálculo obtenidos a partir del programa “losas alveolares pretensadas según EHE-08” de la Empresa Prefabricados Pujol S.A, los cuales se encuentran en el punto **2.2.7** del anexo.
6. El Reglamento de Seguridad contra incendios en los establecimientos industriales juntamente con la tabla G.1 de la norma EN 1168:2005 del “Eurocódigo”.

2.2.5.1.1 Verificación del estado límite último (ELU).

La denominación de Estados Límite Últimos engloba todas aquellas situaciones que producen una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Como Estados Límite Últimos de las placas de forjado verificaremos:

- a) Momento de cálculo aplicado “ M_d ”.
- b) Cortante de cálculo aplicado “ V_d ”.
- c) Rasante aplicado “ V_{d-r} ”.

En la comprobación de dichos estados límite se debe satisfacer la condición:

$$S_d \leq R_d \quad \text{siendo:} \quad \begin{array}{ll} S_d & \text{valor de cálculo del efecto de las acciones} \\ R_d & \text{valor de cálculo de la respuesta estructural} \end{array}$$

2.2.5.1.1.1 Verificación del momento aplicado “ M_d ”.

Según los datos obtenidos de los resultados de cálculo del programa de losas alveolares, tenemos que el momento flector último o de rotura de la placa es:

M_u (EHE-08) = 333.455 ($KN \cdot m$) , valor obtenido de aplicar la ecuación:

$$M_u = A_p \cdot f_{pd} \cdot \left(d - \frac{y}{2}\right) \quad (\text{ver punto 2.3.3 del anexo 2.3 para la notación de los símbolos})$$

Por lo que tendremos que verificar que $M_d \leq M_u$, siendo M_d el momento de cálculo aplicado (con coeficiente de mayoración) igual a:

$$M_d = \sum \frac{q_i \cdot l^2}{8} \gamma_i \quad , \text{ siendo:}$$

q_i Cargas en el forjado del nivel I (más desfavorable):

Peso Propio $\rightarrow 532 \text{ Kg} / m^2 = q_{\text{peso}}$

Pavimento $\rightarrow 80 \text{ Kg} / m^2 = q_p$

Sobrecarga de uso $\rightarrow 400 \text{ Kg} / m^2 = q_{su}$

l Luz de cálculo de las placas de forjado, la cual teniendo en cuenta que la aleta de la jácena de forjado donde se apoyan miden 17cm, tal y como se puede observar en las fichas de fabricación de las piezas que se encuentran en el punto 3.2 del proyecto, tenemos que:

$$l = l_{\text{total}} - \left(\frac{l_{\text{apoyo1}} + l_{\text{apoyo2}}}{2} \right) = 12.28 - \left(\frac{0.17 + 0.17}{2} \right) = 12.13m$$

γ_i Coeficiente parcial de seguridad para las acciones de la tabla 4.1 del Documento Básico SE “Seguridad Estructural”, la cual se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto y de valor:

$\gamma_{peso} = 1.35 \rightarrow$ para el peso propio y acciones permanentes

$\gamma_{var} = 1.50 \rightarrow$ para acciones variables como sobrecargas.

$$M_d = M_{peso} + M_p + M_{su} = \left[\alpha g_1 + (1 - k_1) g_2 \right] \frac{l^2}{8} \cdot \gamma_i + \left[(g_3 + q) \frac{l_0^2}{8} \right] \cdot \gamma_i \text{ (Art. 49 comp. EHE)}$$

$$M_{peso} = \frac{q_{peso} \cdot l^2}{8} \cdot \gamma_{peso} = \frac{532 \cdot 12 \cdot 13^2}{8} \cdot 1.35 = 13209.21 \text{ kg} \cdot \text{m} \approx 132.09 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (x metro ancho)}$$

$$M_p = \frac{q_p \cdot l^2}{8} \cdot \gamma_{peso} = \frac{80 \cdot 12 \cdot 13^2}{8} \cdot 1.35 = 1986.35 \text{ kg} \cdot \text{m} \approx 19.86 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (por metro ancho)}$$

$$M_{su} = \frac{q_{su} \cdot l^2}{8} \cdot \gamma_{var} = \frac{400 \cdot 12 \cdot 13^2}{8} \cdot 1.50 = 11035.27 \text{ kg} \cdot \text{m} \approx 110.35 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (por metro ancho)}$$

$$M_d = 262.3 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (por metro ancho)} \leq 333.455 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.1.1.2 Verificación del cortante aplicado " V_d ".

Según los datos obtenidos de los resultados de cálculo del programa de losas alveolares, tenemos que el cortante último resistido por la placa es:

$$V_{u2} \text{ (EHE-08)} = 179.465 \text{ (KN)} \rightarrow \text{cuando } M_a \leq M_f \text{ (zona no fisurada)}$$

$$V_{u2} \text{ (EHE-08)} = 130.025 \text{ (KN)} \rightarrow \text{cuando } M_a > M_f \text{ (zona fisurada)}$$

Valores obtenidos según las ecuaciones del artículo 44.2.3.2.1 de la comparativa de las instrucciones EHE, siendo M_a y M_f el momento aplicado y de fisuración de la placa respectivamente (sin coeficientes de mayoración).

Al no existir armadura de cortante (transversal) en la placa tendremos que verificar que $V_d \leq V_{u2}$ para la zona no fisurada y fisurada respectivamente (ver **figura 2.38**), siendo V_d el valor de cálculo del cortante aplicado igual a:

$$V_d = \sum q_i \cdot l_{\text{cortante}} \cdot \gamma_i, \text{ siendo:}$$

l_{cortante} Distancia en la que se tiene que comprobar el cortante en cada una de las zonas, la cual está indicada en el artículo 44.2.3.2.1 de la comparativa de las instrucciones EHE y que se puede observar en la **figura 2.38**:

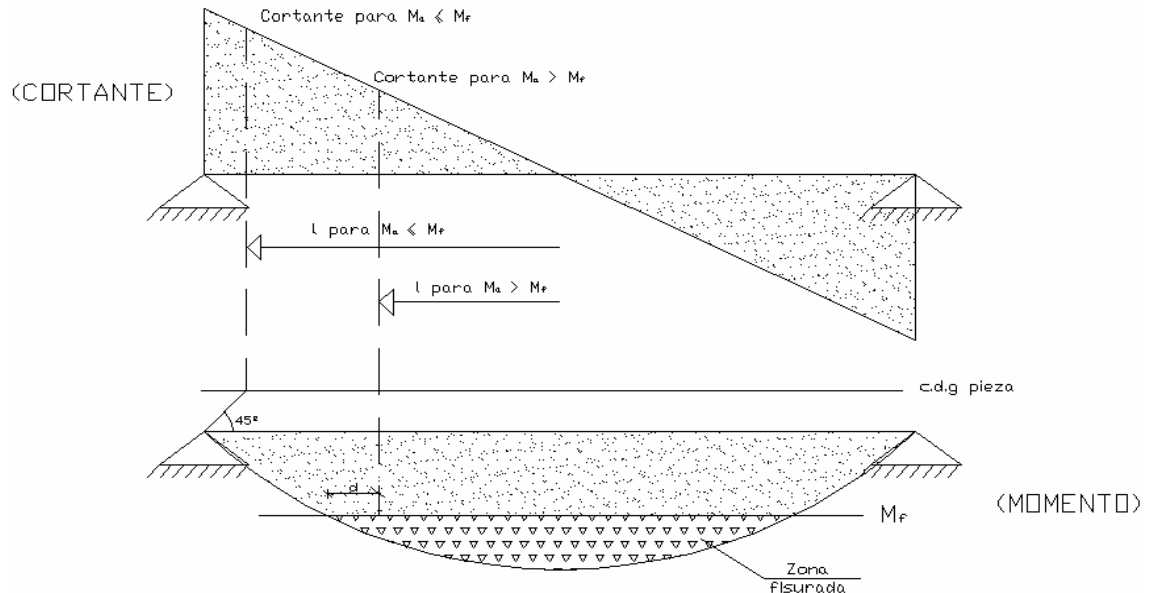


Figura 2.38. Detalle longitud de comprobación del cortante

a) Verificación del cortante aplicado para $M_a \leq M_f$ (zona no fisurada)

$$V_{d_nf} = V_{\text{peso_nf}} + V_{p_nf} + V_{su_nf}$$

$$l_{\text{cortante}} = \frac{l - (l_{\text{apoyo}} + \text{tg } 45^\circ \cdot l_{\text{cdg inf}})}{2} = \frac{12.13 - (0.17 + \text{tg } 45^\circ \cdot 0.187)}{2} \approx 5.89\text{m}$$

$l_{\text{cdg inf}}$ Distancia desde el apoyo inferior al centro de gravedad de la placa de forjado. Según los datos obtenidos de los resultados de cálculo del programa de losas alveolares, el centro de gravedad respecto la parte superior de la sección bruta (placa de forjado más capa de compresión) está situado a una distancia de 0.163m, por lo que teniendo en cuenta que el canto total es de 0.35m tenemos que $l_{\text{cdg inf}} = 0.35 - 0.163 = 0.187\text{m}$.

$$V_{\text{peso_nf}} = q_{\text{peso}} \cdot l_{\text{cortante}} \cdot \gamma_{\text{peso}} = 532.589 \cdot 1.35 = 4230.2\text{kg} \approx 42.30\text{KN} \text{ (por metro ancho).}$$

$$V_{p_nf} = q_p \cdot l_{\text{cortante}} \cdot \gamma_{\text{peso}} = 80.5.89 \cdot 1.35 = 636.12\text{kg} \approx 6.36\text{KN} \text{ (por metro de ancho).}$$

$$V_{su_nf} = q_{su} \cdot l_{\text{cortante}} \cdot \gamma_{\text{var}} = 400.5.89 \cdot 1.50 = 3534\text{kg} \approx 35.34\text{KN} \text{ (por metro de ancho).}$$

$$V_{d_nf} = 84KN \text{ (por metro de ancho)} \leq 179.465KN \rightarrow \text{Verificado}$$

b) Verificación del cortante aplicado para $M_a > M_f$ (zona fisurada)

Como podremos observar en la determinación de los Estados Límites de Servicio, en el apartado de verificación del momento de fisuración (punto **2.2.5.1.2.1**), el momento aplicado " M_a " es inferior al momento de fisuración de la placa " M_f ", por lo que concluimos que no existe zona fisurada con las cargas aplicadas.

2.2.5.1.1.3 Verificación del rasante aplicado " V_{d_r} ".

Según los datos obtenidos de los resultados de cálculo del programa de losas alveolares, tenemos que el rasante último resistido por la placa es:

$$V_{u_r} \text{ (EHE-08)} = 146.034 \text{ (KN)}$$

Valor obtenido de aplicar las ecuaciones del artículo 47.2 de la comparativa entre las instrucciones EHE, que para una pieza sin armadura que cosa la junta entre hormigones en la EHE-08 es la siguiente:

$$V_{u_r} = \tau_{r,u} \cdot d = 478.8 \cdot 0.305 = 146.034KN \text{ (por metro de ancho)}$$

$$\tau_{r,u} = \beta_1 \left(1,30 - 0,30 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} = 0.41197 = 478.8 \frac{KN}{m^2} \rightarrow \text{Tensión rasante agotamiento}$$

β_1 coef. de valor 0.4 en sup. con rugosidad alta, como en las placas de forjado.

f_{ck} resistencia a compresión del hormigón más débil, que para este caso en concreto es el de la capa de compresión con un valor de $25 \left(\frac{N}{mm^2} \right)$.

f_{ctd} resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil, obteniéndose con:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma} = \frac{0.7 \cdot f_{ctm}}{\gamma} = \frac{0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma} = \frac{0.7 \cdot 0.3 \cdot 25^{\frac{2}{3}}}{1.5} = 1.197 \frac{N}{mm^2} = 1197 \frac{KN}{m^2}$$

d canto útil de la placa de forjado, siendo igual al canto total menos el recubrimiento de la armadura inferior a tracción, es decir,

$$d = 35 - 4.5 = 30.5 \text{ cm} = 0.305 \text{ m}.$$

A continuación procedemos a verificar que $V_{d-r} \leq V_{u-r}$, siendo V_{d-r} el rasante de cálculo aplicado (con coeficiente de mayoración) igual a:

$$V_{d-r} = \sum \frac{q_i \cdot l}{2} \gamma_i = V_{\text{peso-r}} + V_{p-r} + V_{su-r}$$

$$V_{\text{peso-r}} = \frac{q_{\text{peso}} \cdot l}{2} \cdot \gamma_{\text{peso}} = \frac{532 \cdot 12.13}{2} \cdot 1.35 = 4355.883 \text{ kg} \approx 43.56 \text{ KN (por metro de ancho)}$$

$$V_{p-r} = \frac{q_p \cdot l}{2} \cdot \gamma_{\text{peso}} = \frac{80 \cdot 12.13}{2} \cdot 1.35 = 655.02 \text{ kg} \approx 6.55 \text{ KN (por metro de ancho)}$$

$$V_{su-r} = \frac{q_{su} \cdot l}{2} \cdot \gamma_{\text{var}} = \frac{400 \cdot 12.13}{2} \cdot 1.50 = 3639 \text{ kg} \approx 36.39 \text{ KN (por metro de ancho)}$$

$$V_{d-r} = 86.5 \text{ KN (por metro de ancho)} \leq 146.034 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.1.2 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).

La denominación de Estados Límite de Servicio engloba todas aquellas situaciones para las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad o de aspecto.

Como Estados Límite de Servicio de las placas de forjado verificaremos:

- a) Momento de fisuración “ M_f ”.
- b) Flecha máxima admisible o deformación “ Δf_{total} ”.

En la comprobación de dichos estados límite se debe satisfacer la condición:

$$E_d \leq C_d \quad \text{siendo:} \quad \begin{array}{ll} E_d & \text{valor del efecto de las acciones} \\ C_d & \text{valor límite admisible de la sección} \end{array}$$

2.2.5.1.2.1 Verificación del momento de fisuración “ M_f ”.

Según la tabla 8.2.2 de la EHE-08, la cual se puede observar en el anexo 2.6 del presente proyecto, las placas de forjado que estén protegidas de la intemperie está sometidas a una clase general de Exposición del tipo I, tal y como podemos ver a continuación:

Clase General de Exposición				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	Interiores de edificios no sometidos a condensaciones	Forjados protegidos de la intemperie

Tabla 2.23. Clase general de exposición en forjado (Tabla 8.2.2 EHE-08)

Según la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08, la cual se puede observar en el artículo 49.2.3 de la comparativa realizada entre las instrucciones EHE, para una pieza pretensada con una clase general de exposición I, la abertura máxima de fisura permitida " W_{\max} " es igual a 0.2mm, por lo que tendremos que tener en cuenta el momento de fisuración máximo para dicha medida.

Mediante los datos obtenidos de los resultados de cálculo del programa de losas alveolares, tenemos que el momento de fisura y el momento de fisuración máximo resistido por la placa para una fisura de 0.2mm es:

$$M_f \text{ (EHE-08)} = 235.805 \text{ (KN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{f0.2} \text{ (EHE-08)} = 282.388 \text{ (KN}\cdot\text{m)}$$

Valores obtenidos de aplicar las ecuaciones del artículo 50.2.2.2 de la comparativa entre las instrucciones EHE, siendo necesario determinar el momento aplicado en la pieza (sin mayorar) " M_a ", para determinar si existe o no fisuración en la placa:

$$M_a \leq M_f \rightarrow \text{no existe fisuración en la placa}$$

$$M_a > M_f \rightarrow \text{si existe fisuración en la placa}$$

En el caso de existir fisuración, será necesario comprobar también que el momento aplicado no exceda el momento máximo de fisuración para una fisura de 0.2mm.

$$M_a = \sum \frac{q_i \cdot l^2}{8} = M_{\text{peso}_a} + M_{p_a} + M_{su_a}$$

$$M_{\text{peso}_a} = \frac{q_{\text{peso}} \cdot l^2}{8} = \frac{532 \cdot 12.13^2}{8} = 9784.6 \text{ kg}\cdot\text{m} \approx 97.85 \text{ KN}\cdot\text{m} \text{ (por metro de ancho)}$$

$$M_{p-a} = \frac{q_p \cdot l^2}{8} = \frac{80 \cdot 12.13^2}{8} = 1471.37 \text{ kg} \cdot \text{m} \approx 14.71 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (por metro de ancho)}$$

$$M_{su-a} = \frac{q_{su} \cdot l^2}{8} = \frac{400 \cdot 12.13^2}{8} = 7356.84 \text{ kg} \cdot \text{m} \approx 73.57 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (por metro de ancho)}$$

$$M_a = 186.13 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (por metro ancho)} \leq 235.805 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{No existe zona fisuración}$$

Al no existir zona de fisuras afirmamos la siguiente expresión: $M_a \leq M_f \leq M_{f0.2}$

2.2.5.1.2.2 Verificación de la flecha máxima admisible o deformación “ Δfl_{total} ”.

Según los datos obtenidos de los resultados de cálculo del programa de losas alveolares, tenemos que las flechas producidas en las placas de forjado en cada una de las etapas de construcción son:

7. Al llegar a obra la contraflecha será (EHE-08) = -21.5 (mm)
8. Al hormigonera la capa de compresión (EHE-08) = -14.6 (mm)
9. Al echar la carga de tabiquería (EHE-08) = -14.6 (mm)
10. Al echar la carga del pavimento (EHE-08) = -12.4 (mm)
11. Al tiempo infinito sin sobrecarga (EHE-08) = -14.0 (mm)
12. Al tiempo infinito con sobrecarga (EHE-08) = -3.2 (mm)

Valores obtenidos al determinar la flecha instantánea y diferida de la pieza mediante las expresiones indicadas en el artículo 50.2.2.2 y 50.2.2.3 respectivamente de la comparativa entre las instrucciones EHE.

A continuación, y teniendo en cuenta lo indicado en el artículo 50 de la comparativa de las instrucciones EHE, procedemos a verificar que $fl_{total} \leq \Delta fl_{total}$, siendo:

fl_{total} flecha total producida en la pieza durante todas las etapas de la construcción.

Δfl_{total} flecha total máxima permitida en la pieza

$$fl_{total} = -21.5 - (-3.2) = 18.3 \text{ mm}$$

$$\Delta f_{l_{total}} = \min\left(\frac{l}{250}; \frac{l}{500} + 1\right) = \min\left(\frac{1213}{250}; \frac{1213}{500} + 1\right) = \min(4.852; 3.426) = 3.426 \text{ cm} = 34.26 \text{ mm}$$

$$f_{l_{total}} = 18.3 \text{ mm} \leq 34.26 \text{ mm} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.1.3 Verificación del Estado Límite de Durabilidad.

Se entiende por Estado Límite de Durabilidad el producido por las acciones físicas y químicas, diferentes a las cargas y acciones del análisis estructural, que pueden degradar la pieza hasta límites inaceptables, siendo necesario tener en cuenta la calidad del hormigón utilizado (el cual consideraremos apropiado al utilizar hormigones comerciales) y un recubrimiento mínimo de la armadura.

A continuación procedemos a verificar que el recubrimiento de las placas de forjado es mayor al mínimo establecido en las instrucciones, es decir:

$$c_a \geq c_{\min} \quad \text{siendo:} \quad \begin{array}{ll} c_a & \text{recubrimiento mínimo existente en pieza} \\ c_{\min} & \text{recubrimiento mínimo establecido en EHE} \end{array}$$

Observando la **figura 2.39**, en la cual podemos ver una sección de la placa de forjado, definimos que la armadura que está mas cercana a la superficie exterior del hormigón es la inferior, ya que en la armadura superior se le tendría que añadir el recubrimiento de 5cm de hormigón de la capa de compresión (hay que indicar que la distancia entre la armadura y los alvéolos de la placa no se tiene en cuenta al no estar estos expuestos a la intemperie).

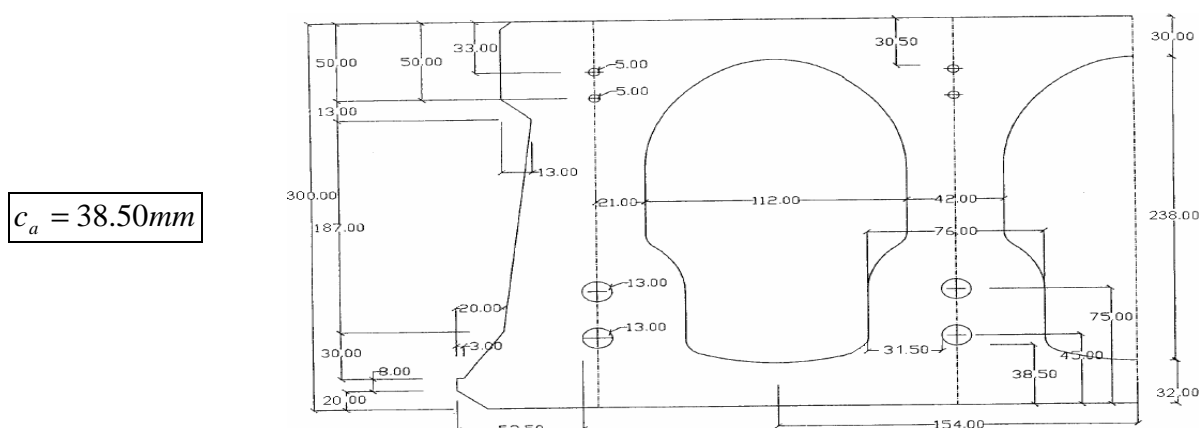


Figura 2.39. Sección de una placa de forjado de canto 30cm

Como podemos observar en el artículo 37.2.4.1 de la comparativa entre las instrucciones EHE, en la EHE-08 se ha introducido, además de la clase general de Exposición, un nuevo concepto para determinar el recubrimiento mínimo de la armadura, la vida útil ha de considerarse en la construcción.

Según la tabla 5.1 de la EHE-08, que podemos ver en el artículo 5 de la comparativa, la vida útil a considerar en una construcción industrial es de 15 a 50 años.

Observando la tabla 37.2.4.1.a de la EHE-08, indicada en el artículo 37.2.1.1 de la comparativa, para una vida útil de 50 años y una clase general de Exposición I, el recubrimiento mínimo establecido es:

$$c_{\min} = 15\text{mm} \rightarrow \text{para hormigones con } f_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2 \text{ (} f_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2 \text{ en placa)}$$

$$c_a = 38.5\text{mm} \geq 15\text{mm} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.1.4 Verificación de la resistencia al fuego.

Teniendo en cuenta que la nave industrial está diseñada para realizar una única actividad industrial, según el Reglamento de Seguridad contra incendios en los establecimientos industriales, en el anexo I, ésta se puede clasificar según su configuración y ubicación con relación a su entorno como:

- **Tipo C:** el establecimiento industrial ocupa totalmente un edificio que está a una distancia mayor de tres metros del edificio más próximo. Dicha distancia deberá estar libre de mercancías combustibles o elementos intermedios.

Además, recordando lo indicado en el punto 1.2.2 del proyecto en el que debido al plan de ordenación urbanística del ayuntamiento de Vilamallà (POUM) nos limita la actividad a realizar a un nivel intrínseco bajo, y observando tabla 2.2 del anexo II del Reglamento de Seguridad contra incendios en los establecimientos comerciales, definimos que la estabilidad al fuego, tiempo durante el cual se mantiene la capacidad portante del elemento, requerida para las placas de forjado de la planta sobre rasante es:

NIVEL DE RIESGO INTRINSECO	TIPO A		TIPO B		TIPO C	
	Planta sótano	Planta sobre rasante	Planta sótano	Planta sobre rasante	Planta sótano	Planta sobre rasante
BAJO	R 120 (EF - 120)	R 90 (EF - 90)	R 90 (EF - 90)	R 60 (EF - 60)	R 60 (EF - 60)	R 30 (EF - 30)
MEDIO	NO ADMITIDO	R 120 (EF - 120)	R 120 (EF - 120)	R 90 (EF - 90)	R 90 (EF - 90)	R 60 (EF - 60)
ALTO	NO ADMITIDO	NO ADMITIDO	R 180 (EF - 180)	R 120 (EF - 120)	R 120 (EF - 120)	R 90 (EF - 90)

Tabla 2.24. Estabilidad al fuego de elementos estructurales portantes (Tabla 2.2 anexo II, Reglamento de Seguridad contra incendios)

A continuación procederemos a comprobar que las placas de forjado a utilizar nos ofrecen una estabilidad al fuego $\geq R-30$.

Para realizar dicha comprobación, en las instrucciones EHE no existe ninguna tabla específica para losas alveolares, únicamente existe para losas macizas, por lo que tenemos que recurrir a la norma (EN 1168:2005) del Eurocódigo, la cual nos ofrece una tabla (tabla G.1) para losas alveolares:

	Clases de resistencia al fuego pedidas (R)							
	15	20	30	45	60	90	120	180
Recubrimiento a eje acero (mm)	10	10	10	15	20	30	40	55
Canto de la sección (mm)	100	100	100	100	120	140	160	200

Tabla 2.25. Dist. nominal y canto placa mínimos según R (Tabla G.1, Eurocódigo)

La anterior tabla únicamente se puede utilizar para placas de forjado alveolares en las que el área bruta mínima de hormigón macizo es el 55% del total del área ocupada:

$$A_{real} = A_{placa} + A_{c_comp} = 1935.72 + 600 = 2535.72 \text{ (cm}^2\text{)}, \text{ siendo:}$$

A_{placa} Área total de hormigón la placa de forjado obtenida del programa de losas alveolares pretensadas. $A_{placa} = 1935.72 \text{ cm}^2$

A_{c_comp} Área de la capa de compresión. $A_{c_comp} = b \cdot h = 120 \cdot 5 = 600 \text{ cm}^2$

A_c Área bruta (contando alvéolos) de la sección. $A_c = b \cdot h = 35 \cdot 120 = 4200 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_{real}}{A_c} = \frac{2535.72}{4200} \approx 0.60 \geq 0.55 \rightarrow \text{podemos aplicar la } \textit{tabla 2.26}.$$

Observando la tabla, vemos que para que la placa alveolar cumpla una estabilidad al fuego R-30, tiene que satisfacer dos condiciones:

1. Canto mínimo de la sección (placa más capa de compresión) = 100mm .

$$100 \leq 350 \text{ (mm)} \rightarrow \text{Cumplimos}$$

2. Recubrimiento mínimo a eje armadura = 10mm .

A dicho valor, según la instrucción EHE, se le tiene que añadir un incremento " Δa_{si} " que depende de las prestaciones mecánicas existentes en la pieza, es decir, de lo "cargada" que va la placa. Dicho incremento está indicado en la tabla A.6.5.1 de la EHE-08 que podemos observar a continuación:

TABLA A.6.5.1 Valores de Δa_{si} (mm)						
μ	Acero de armar		Acero de pretensar			
	Vigas ⁽¹⁾ y losas (forjados)	Resto de los casos	Vigas ⁽¹⁾ y losas (forjados)		Resto de los casos	
			Barra	Alambres	Barra	Alambres
$\leq 0,4$	+5		-5	-10		
0,5	0	0	-10	-15	-10	-15
0,6	-5		-15	-20		

Tabla 2.26. Corrección " Δa_{si} " recubrimiento armaduras (Tabla A.6.5.1 EHE-08)

Para simplificar el cálculo, en la anterior tabla observamos que el máximo incremento que se nos puede exigir de recubrimiento es de 20mm, por lo que tenemos que el recubrimiento mínimo a satisfacer será $= 10 + 20 = 30\text{mm}$.

Como podemos observar en la **figura 2.39**, y teniendo en cuenta las indicaciones realizadas en el punto **2.2.5.1.3**, las armaduras más cercanas a la superficie exterior de hormigón son las inferiores, las cuales están situadas a dos distancias distintas, por lo que será necesario determinar el centro de gravedad medio de dichas armaduras para determinar el recubrimiento medio existente:

$$Cd_{g_{inf}}(medio) = \frac{n_{inf,1} \cdot d_{inf,1} + n_{inf,2} \cdot d_{inf,2}}{n_{inf_total}} = \frac{8 \cdot 45 + 2 \cdot 75}{10} = 51mm \text{ , siendo:}$$

$n_{inf,1}$ cantidad de armaduras inferiores situadas a una distancia " $d_{inf,1}$ " (mm) en toda la placa de forjado (ver **figura 2.40**) = 8

$n_{inf,2}$ cantidad de armaduras inferiores situadas a una distancia " $d_{inf,2}$ " (mm) en toda la placa de forjado (ver **figura 2.40**) = 2

n_{inf_total} cantidad total de las armaduras inferiores = $8 + 2 = 10$

$30 \leq 51 (mm) \rightarrow \text{Cumplimos}$

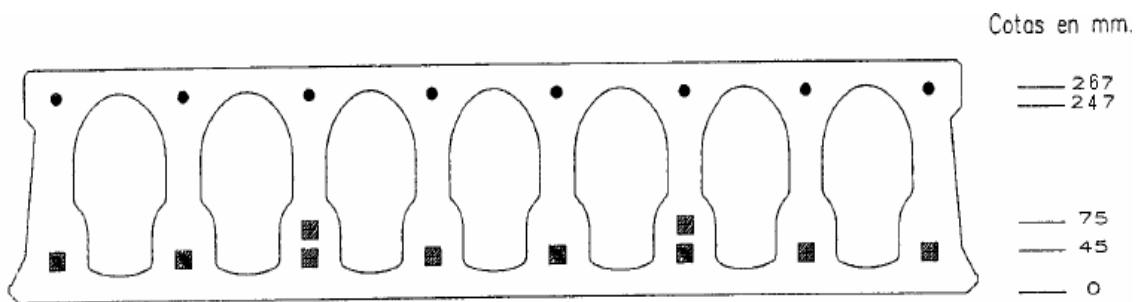


Figura 2.40. Situación de las armaduras en placa forjado 30.7

2.2.5.2 Cálculo de los paneles exteriores de cerramiento.

Para la verificación de los estados límite y la determinación de las acciones en los paneles exteriores de la nave industrial a realizar se utilizará:

13. Las instrucción EHE-08, así como las fichas de fabricación de los paneles exteriores que podemos observar en el apartado **3.2** del proyecto.
14. La comparación realizada entre las instrucciones EHE, la cual se puede observar en el anexo **2.3** del proyecto, siendo aplicada por el programa de cálculo para determinar las propiedades de las piezas a partir de las características de los materiales indicadas en el punto **1.5.2** del proyecto.
15. Los resultados de cálculo obtenidos del programa “DITECO” de Prefabricados Pujol S.A y del programa “Prontuario informático del hormigón estructural 3.0” realizado por la cátedra de hormigón estructural ETSICCPM-IECA, los cuales se pueden observar en el punto **2.2.7**.
16. Los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol, S.A sobre las propiedades de los paneles exteriores.

Hay que destacar que en la obra a realizar existen paneles horizontales y verticales, los cuales trabajan de forma distinta en la estructura, por lo que será necesario realizar las comprobaciones pertinentes para cada tipo de panel. Además será necesario estudiar el comportamiento de los mismos durante su proceso de manipulación, es decir, durante la elevación de los paneles, y una vez montados en la estructura.

2.2.5.2.1 Manipulación de los paneles exteriores verticales.

Los paneles verticales, como podemos observar en las fichas de fabricación, disponen de dos ganchos de elevación situados en uno de sus laterales a una cierta distancia del extremo superior e inferior respectivamente, siendo su peso propio la única acción existente durante el proceso de elevación de la pieza (ver *figura 2.41*).

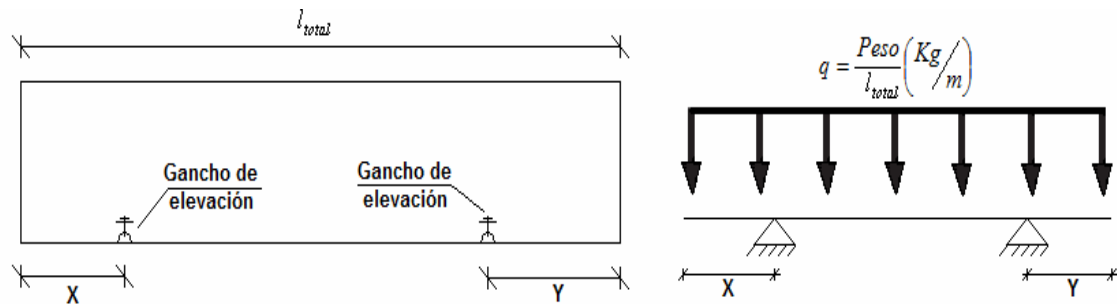


Figura 2.41. Ganchos elevación y acción peso propio en manipulación paneles

Para determinar el correcto comportamiento del panel durante el proceso de manipulación (elevación) será necesario verificar:

a) En referencia a los Estados Límites Últimos:

- Momento de cálculo debido a las acciones (peso propio) “ M_d ”.
- Cortante de cálculo debido a las acciones (peso propio) “ V_d ”.

b) En referencia a los Estados Límites de Servicio:

- Momento de fisuración debido a las acciones (peso propio) “ M_f ”.

A modo de ejemplo, estudiaremos el comportamiento de uno de los paneles de la nave industrial, más concretamente el del panel **AA-575**, pudiéndose observar en el punto **3.2** su ficha de fabricación y cuyos valores de interés son los siguientes:

$$Peso_{panel} = 8947kg ; l_{total} = 10.41m ; X = 2.08m ; Y = 1.99m$$

2.2.5.2.1.1 Verificación del momento debido a su peso propio (ELU) “ M_d ”.

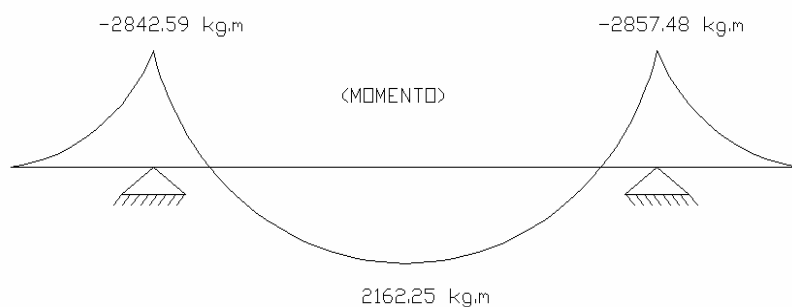
Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A., tenemos que el momento flector último o de rotura para el panel exterior es:

$M_u = 440.2 (KN \cdot m)$, valor obtenido de aplicar la ecuación:

$$M_u = \left(A_s \cdot f_{yd} \right) \left(d - \frac{y}{2} \right) \text{ (ver punto 2.3.3 del anexo 2.3 para la notación de los símbolos)}$$

Por lo que tendremos que verificar que $M_d \leq M_u$, siendo M_d el momento mayor de cálculo producido por el peso propio del panel (con coeficiente de mayoración).

Utilizando el programa de cálculo “DITECO” y teniendo en cuenta los valores del panel indicados en el apartado anterior, obtenemos los siguientes resultados:



, siendo:

$M_a = 2857.48 \text{ kg}\cdot\text{m} \approx 28.58 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow$ mayor momento aplicado en valor absoluto (sin mayorar) producido por las acciones (peso propio del panel).

Aplicando el correspondiente coeficiente de mayoración “ γ ” para el peso propio y acciones permanentes $\gamma_{\text{peso}} = 1.35$ (tabla 4.1 del Documento Básico SE “Seguridad Estructural”, la cual se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto) obtenemos:

$$M_d = M_a \cdot \gamma_{\text{peso}} = 28.57 \cdot 1.35 \approx 38.57 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = 38.57 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq 440.2 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.2.1.2 Verificación del cortante debido a su peso propio (ELU) “ V_d ”.

Para poder considerar la ayuda de la armadura transversal (cortante) del panel exterior en la determinación del cortante último resistido, tal y como se indica en el artículo 44.2.3.4.1 de la comparativa entre instrucciones, tenemos que cumplir en la EHE-08 las siguientes condiciones de separación máxima de armadura transversal “ s_t ”:

$$s_t \leq 0,75d(1 + \cot g\alpha) \text{ y } s_t \leq 600 \text{ mm} \rightarrow \text{si } V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1}, \text{ siendo:}$$

$$V_d = 62.35 \text{ KN} ; V_{u1} = 2760 \text{ KN} ; d = 2400 \text{ mm} ; \alpha = 90^\circ \text{ (ángulo entre armaduras)}$$

$s_t = 500 \text{ mm}$ (ver fichas de fabricación piezas del punto 3.2 del proyecto).

$$V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1} \rightarrow 62.35 \leq 552 \text{ (KN)} \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 0.75d(1 + \cot g\alpha) \rightarrow s_t \leq 1800(mm) \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 600(mm) \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

Por lo que concluiremos indicando que *se puede considerar la armadura de cortante* ya que la separación es menor a la permitida.

Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A., tenemos que el cortante último resistido por el panel exterior es:

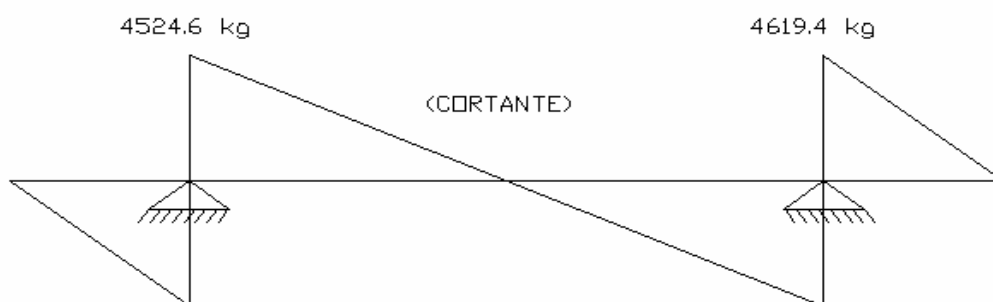
$V_{u1} = 2760 \text{ (KN)}$ \rightarrow esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma.

$V_{u2} = 102.2 \text{ (KN)}$ \rightarrow esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Valores obtenidos a partir de las ecuaciones indicadas en el artículo 44.2.3.1 y 44.2.3.2.2 de la comparativa entre las instrucciones EHE, en los cuales nos indica que, para una pieza con armadura de cortante, es necesario verificar:

$$V_d \leq V_{u1} \text{ y } V_d \leq V_{u2}$$

Utilizando el programa de cálculo “DITECO” y teniendo en cuenta los valores del panel indicados en el punto 2.2.5.2.1, obtenemos los siguientes resultados:



, siendo:

$V_a = 4619.4 \text{ Kg} \approx 46.19 \text{ KN}$ \rightarrow mayor cortante aplicado en valor absoluto producido por las acciones (peso propio del panel).

Aplicando el correspondiente coeficiente de mayoración “ γ ” para el peso propio y acciones permanentes $\gamma_{\text{peso}} = 1.35$ (tabla 4.1 del Documento Básico SE “Seguridad Estructural”, la cual se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto) obtenemos:

$$V_d = V_a \cdot \gamma_{\text{peso}} = 46.19 \cdot 1.35 \approx 62.35 \text{ KN}$$

$$V_d = 62.35 \leq 102.2 \leq 2760 \text{ (KN)} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.2.1.3 Verificación del momento de fisuración (ELS) “ M_f ”.

Según la tabla 8.2.2 de la EHE-08, la cual se puede observar en el anexo 2.6 del presente proyecto, los paneles exteriores de fachada de nuestra nave industrial están sometidos a una clase general de Exposición del tipo IIa, tal y como podemos ver a continuación:

Clase General de Exposición				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión diferente de cloruros	Exteriores sin cloruros con p.m.a>600mm	elementos de hormigón en la intemperie en zonas con p.m.a>600mm

Tabla 2.27. Clase general de exposición en paneles (Tabla 8.2.2 EHE-08)

Según la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08, la cual se puede observar en el artículo 49.2.3 de la comparativa realizada entre las instrucciones EHE, para una pieza con una clase general de exposición IIa, la abertura máxima de fisura permitida “ W_{max} ” es igual a 0.3mm, por lo que, en caso de fisurar la pieza, tendremos que tener en cuenta el momento de fisuración máximo para dicha medida.

Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A., tenemos que el momento de fisuración resistido por el panel exterior es:

$$M_f = 281.03 \text{ (KN}\cdot\text{m)}$$

$$M_{f0.3} = 297.33 \text{ (KN}\cdot\text{m)}$$

Valores obtenidos de aplicar las ecuaciones del artículo 50.2.2.2 de la comparativa entre las instrucciones EHE, siendo necesario determinar el momento aplicado en la pieza (sin mayorar) “ M_a ”, para determinar si existe o no fisuración en la placa.

Tal y como se ha calculado en el punto 2.2.5.2.1.1, $M_a = 28.58 \text{ KN}\cdot\text{m}$

Para simplificar el cálculo cogeremos los valores más desfavorables de las fuerzas producidas por el efecto del viento, teniendo en cuenta los apoyos del panel una vez montado en obra y reduciendo los anteriores resultados a:

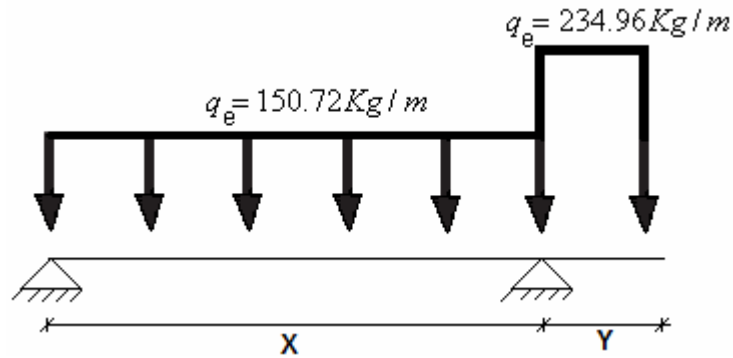


Figura 2.43. Fuerzas a considerar en pared AA-575 montada.

Hay que tener en cuenta que debido a que en el estudio del funcionamiento de los paneles el canto de trabajo de la pieza ($h = 20\text{cm}$) es muy inferior al que se considera en la manipulación ($h = 240\text{cm}$), los estados límites de los paneles verticales serán también muy inferiores.

Para determinar el correcto comportamiento del panel durante su funcionamiento será necesario verificar:

a) En referencia a los Estados Límites Últimos:

- Momento de cálculo debido a las acciones (viento) “ M_d ”.
- Cortante de cálculo debido a las acciones (viento) “ V_d ”.

b) En referencia a los Estados Límites de Servicio:

- Momento de fisuración debido a las acciones (viento) “ M_f ”.

A modo de ejemplo, estudiaremos el comportamiento de uno de los paneles de la nave industrial, más concretamente el del panel AA-575, pudiéndose observar en el punto 3.2 su ficha de fabricación y cuyos valores de interés son los siguientes:

$$q_{e1} = 150.72\text{kg} / m ; q_{e2} = 234.96\text{kg} / m ; X \approx 9.20\text{m} ; Y \approx 1.00\text{m}$$

En las fichas de fabricación del panel de estudio observamos que su armadura consta principalmente de tres sunchos (ver *figura 2.44*), siendo el suncho central “B” el menor de todos ellos (desfavorable).

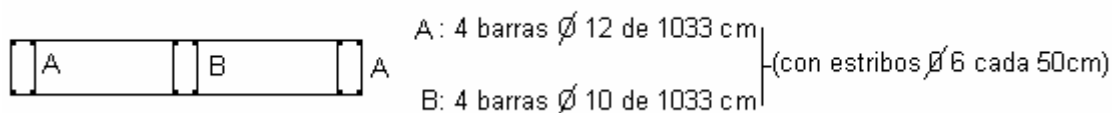
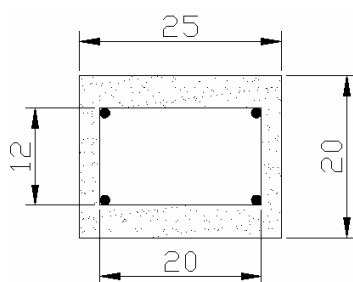


Figura 2.44. Sección en planta del armado en panel vertical

Teniendo en cuenta la indicación anterior, definimos que si la sección central del panel resiste las solicitaciones aplicadas se verificará que la pieza resiste. El área de la sección central de estudio a considerar para verificar su funcionamiento será:



(Figura 2.45. Área sección central de estudio panel)

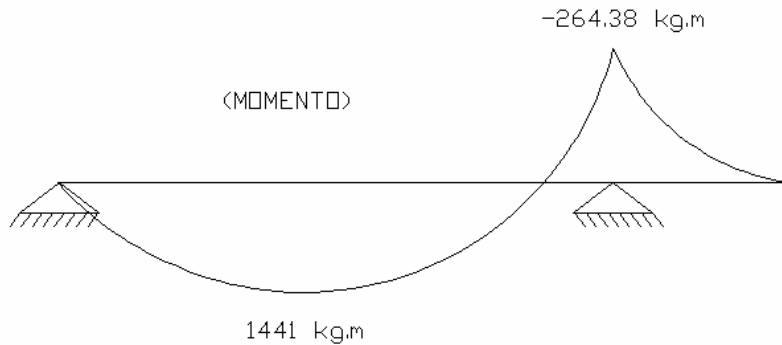
2.2.5.2.2.1 Verificación del momento debido a la fuerza del viento (ELU) “ M_d ”.

Introduciendo los datos de la sección de estudio en el programa de cálculo “Prontuario informático del hormigón estructural 3.0”, tenemos que el momento último resistido por la sección central de estudio es:

$M_{uc} = 10.98 \text{ KN}\cdot\text{m}$, obtenida a partir de la ecuación indicada en el punto **2.2.5.2.1.1**.

Por lo que tendremos que verificar que $M_{dc} \leq M_{uc}$, siendo M_{dc} el momento mayor de cálculo producido por la fuerza del viento en la sección central (con coeficiente de mayoración).

Utilizando el programa de cálculo “DITECO” y teniendo en cuenta los valores del panel indicados en el apartado anterior, obtenemos los siguientes resultados:



, siendo

$M_a = 1441 \text{ kg}\cdot\text{m} \approx 14.41 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow$ mayor momento aplicado en valor absoluto (sin mayorar) producido por las acciones (fuerza del viento en el panel).

Aplicando el correspondiente coeficiente de mayoración “ γ ” para acciones variables $\gamma_{\text{var}} = 1.50$ (tabla 4.1 del Documento Básico SE “Seguridad Estructural”, la cual se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto) y dividiéndolo por el número de sunchos obtenemos:

$$M_{dc} = \frac{M_a \cdot \gamma_{\text{var}}}{n^{\circ}_{\text{sunchos}}} = \frac{14.41 \cdot 1.50}{3} \approx 7.21 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{dc} = 7.21 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq 10.98 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.2.2 Verificación del cortante debido a la fuerza del viento (ELU) “ V_d ”.

Para poder considerar la ayuda de la armadura transversal (cortante) del panel exterior en la determinación del cortante último resistido, tal y como se indica en el artículo 44.2.3.4.1 de la comparativa entre instrucciones, tenemos que cumplir en la EHE-08 las siguientes condiciones de separación máxima de armadura transversal “ s_t ”:

$$17. s_t \leq 0,75d(1 + \cot g\alpha) \text{ y } s_t \leq 600 \text{ mm} \rightarrow \text{si } V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1}$$

$$18. s_t \leq 0,60d(1 + \cot g\alpha) \text{ y } s_t \leq 450 \text{ mm} \rightarrow \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_d \leq \frac{2}{3} V_{u1}$$

$$19. s_t \leq 0,30d(1 + \cot g\alpha) \text{ y } s_t \leq 300 \text{ mm} \rightarrow \text{si } V_d > \frac{2}{3} V_{u1}$$

, siendo:

$$d = 200\text{mm} \quad ; \quad \alpha = 90^\circ \text{ (ángulo entre armadura longitudinal y de cortante)}$$

$$s_t = 500\text{mm} \text{ (ver fichas de fabricación piezas en el punto 3.2 del proyecto)}$$

Al no disponer de los valores de V_{u1} , observamos que la única de las ecuaciones que se puede satisfacer es la primera ($s_t \leq 600\text{mm}$), por lo que realizaremos la siguiente comprobación para verificar o descartar la ayuda de la armadura transversal:

$$s_t \leq 600(\text{mm}) \rightarrow \underline{\text{Cumple.}}$$

$$s_t \leq 0.75d(1 + \cot g\alpha) \rightarrow s_t > 150(\text{mm}) \rightarrow \underline{\text{No cumple.}}$$

Por lo que concluiremos indicando que ***no se puede considerar la armadura de cortante*** ya que la separación es mayor a la permitida.

Según los resultados del programa de cálculo “Prontuario informático del hormigón estructural 3.0” tenemos que el cortante último resistido en sección central estudio es:

$$V_{u2c} = 24.638 \text{ (KN)} \rightarrow \text{cuando } M_a \leq M_f \text{ (zona no fisurada)}$$

$$V_{u2c} = 19.41 \text{ (KN)} \rightarrow \text{cuando } M_a > M_f \text{ (zona fisurada)}$$

Valores obtenidos según las ecuaciones del artículo 44.2.3.2.1 de la comparativa de las instrucciones EHE, siendo M_a y M_f el momento aplicado y de fisuración de la placa respectivamente (sin coeficientes de mayoración).

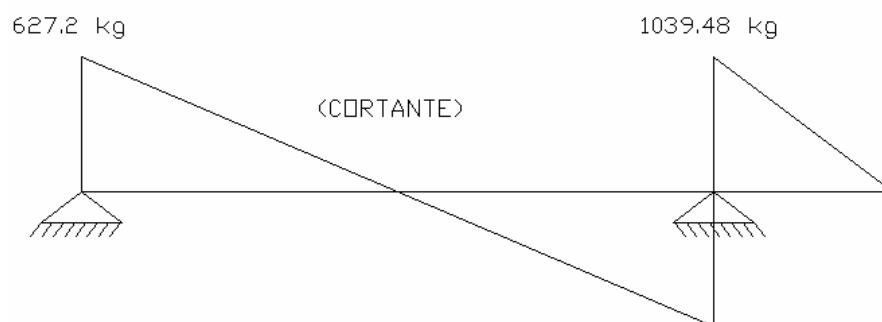
Como se indica en las instrucciones EHE, al no considerarse armadura de cortante en el panel, tendremos que verificar que $V_{dc} \leq V_{u2c}$ para la zona no fisurada y fisurada respectivamente, siendo “ V_{dc} ” el cortante aplicado en la sección central situado a:

20. Una distancia del borde del apoyo igual a la intersección entre la línea del c.d.g. y otra que forme 45° respecto del borde del apoyo, para $M_a > M_f$.

21. Una distancia “d” (canto útil) del punto $M_a = M_f$, para $M_a \leq M_f$

Para simplificar el cálculo verificaremos a continuación que la pieza resiste el máximo cortante producido por la fuerza del viento (caso más desfavorable) en la zona fisurada y no fisurada, no siendo necesario determinar los cortantes aplicados a las distancias anteriormente indicadas.

Utilizando el programa de cálculo “DITECO” y teniendo en cuenta los valores del panel comentados en el apartado **2.2.5.2.2**, obtenemos los siguientes resultados:



, siendo

$V_a = 1039.48 \text{ Kg} \approx 10.39 \text{ KN} \rightarrow$ mayor cortante aplicado en valor absoluto producido por las acciones (fuerza del viento en el panel).

Aplicando el coeficiente de mayoración “ γ ” para acciones variables $\gamma_{\text{var}} = 1.50$ (tabla 4.1 del Documento Básico SE “Seguridad Estructural”, la cual se encuentra en el anexo **2.6** del proyecto) y dividiéndolo por el número de sunchos obtenemos:

$$V_{dc} = \frac{V_a \cdot \gamma_{\text{var}}}{n^{\circ}_{\text{sunchos}}} = \frac{10.39 \cdot 1.50}{3} = 5.195 \text{ KN}$$

$$V_{dc} = 5.195 \text{ KN} \leq 24.638 \text{ (zona no fisurada)} \rightarrow \text{Verificado}$$

$$V_{dc} = 5.195 \text{ KN} \leq 19.41 \text{ (zona fisurada)} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.2.2.3 Verificación del momento de fisuración (ELS) “ M_f ”.

Teniendo en cuenta que el momento aplicado en la sección central de estudio es:

$$M_{ac} = \frac{M_{dc}}{\gamma_{var}} = \frac{7.21}{1.50} \approx 4.80 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Aplicando para dicho momento las ecuaciones del artículo 49.2.3 de la comparativa entre las instrucciones EHE, obtenemos mediante el programa informático “Prontuario informático del hormigón estructural 3.0” la siguiente apertura de fisura:

$$W_k \approx 0.08 \text{ mm}$$

Observando lo indicado en el punto **2.2.5.2.1.3**, la fisura máxima permitida en la pared debido a la clase de exposición IIa es igual $W_{\max} = 0.3 \text{ mm}$. Por lo que definimos:

$$W_k \leq W_{\max} \rightarrow 0.08 \leq 0.3 \text{ (mm)} \rightarrow \text{lo que supone } M_f \leq M_{ac} \leq M_{f0.3} \text{ (KN}\cdot\text{m)}$$

Es decir, **verificamos que existe zona fisurada y que la pieza resiste el momento de fisuración aplicado** al ser la apertura de fisura provocada inferior a la permitida.

2.2.5.2.3 Manipulación de los paneles exteriores horizontales.

Los paneles horizontales, como sucede en los paneles verticales y se puede observar en las fichas de fabricación que se encuentran en el punto **3.2**, disponen de dos ganchos de elevación situados en uno de sus laterales a una cierta distancia del extremo superior e inferior respectivamente, siendo su peso propio la única acción existente durante el proceso de elevación de la pieza (ver **figura 2.41**).

Para determinar el correcto comportamiento del panel durante el proceso de manipulación (elevación) será necesario verificar:

- a) En referencia a los Estados Límites Últimos:
 - Momento de cálculo debido a las acciones (peso propio) “ M_d ”.
 - Cortante de cálculo debido a las acciones (peso propio) “ V_d ”.
- b) En referencia a los Estados Límites de Servicio:
 - Momento de fisuración debido a las acciones (peso propio) “ M_f ”.

A modo de ejemplo, estudiaremos el comportamiento de uno de los paneles de la nave industrial, más concretamente el del panel **HF-575**, pudiéndose observar en el punto **3.2** su ficha de fabricación y cuyos valores de interés son los siguientes:

$$Peso_{panel} = 6235kg ; l_{total} = 6.79m ; X = 1.32m ; Y = 1.32m$$

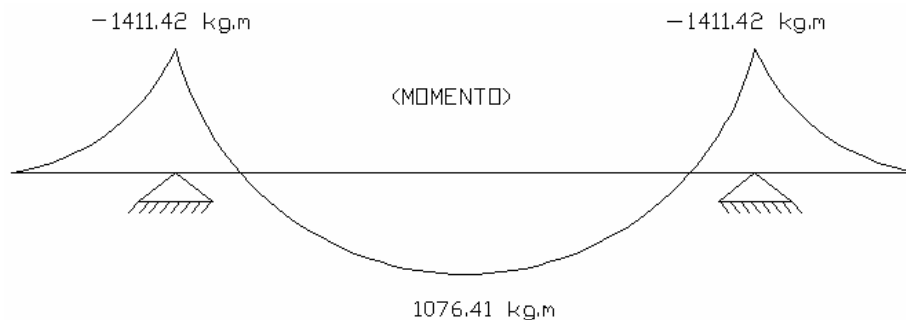
2.2.5.2.3.1 Verificación del momento debido a su peso propio (ELU) “ M_d ”.

Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A., tenemos que el momento flector último o de rotura para el panel exterior es:

$$M_u = 776.9 (KN \cdot m), \text{ obtenido de aplicar la ecuación indicada en el punto 2.2.5.2.1.1.}$$

Por lo que tendremos que verificar que $M_d \leq M_u$, siendo M_d el momento mayor de cálculo producido por el peso propio del panel (con coeficiente de mayoración).

Utilizando el programa de cálculo “DITECO” y teniendo en cuenta los valores del panel indicados en el apartado anterior, obtenemos los siguientes resultados:



, siendo

$$M_a = 1411.42kg \cdot m \approx 14.11KN \cdot m \rightarrow \text{mayor momento aplicado en valor absoluto (sin mayorar) producido por las acciones (peso propio del panel).}$$

Aplicando el correspondiente coeficiente de mayoración “ γ ” para el peso propio y acciones permanentes $\gamma_{peso} = 1.35$ (tabla 4.1 del Documento Básico SE “Seguridad Estructural”, la cual se encuentra en el anexo **2.6** del proyecto) obtenemos:

$$M_d = M_a \cdot \gamma_{peso} = 14.11 \cdot 1.35 \approx 19.05KN \cdot m$$

$$M_d = 19.05 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq 776.9 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.2.3.2 Verificación del cortante debido a su peso propio (ELU) “ V_d ”.

Para poder considerar la ayuda de la armadura transversal (cortante) del panel exterior en la determinación del cortante último resistido, tal y como se indica en el artículo 44.2.3.4.1 de la comparativa entre instrucciones, tenemos que cumplir en la EHE-08 las siguientes condiciones de separación máxima de armadura transversal “ s_t ”:

$$s_t \leq 0,75d(1 + \cot g \alpha) \text{ y } s_t \leq 600 \text{ mm} \rightarrow \text{si } V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1}, \text{ siendo}$$

$$V_d = 62.35 \text{ KN} ; V_{u1} = 2760 \text{ KN} ; d = 2400 \text{ mm} ; \alpha = 90^\circ \text{ (ángulo entre armaduras)}$$

$$s_t = 500 \text{ mm (ver fichas de fabricación piezas del punto 3.2 del proyecto)}$$

$$V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1} \rightarrow 62.35 \leq 552 \text{ (KN)} \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 0.75d(1 + \cot g \alpha) \rightarrow s_t \leq 1800 \text{ (mm)} \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 600 \text{ (mm)} \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

Por lo que concluiremos indicando que *se puede considerar la armadura de cortante* ya que la separación es menor a la permitida.

Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A., tenemos que el cortante último resistido por el panel exterior es:

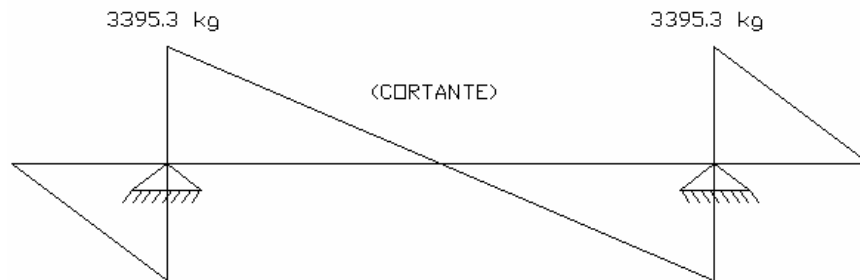
$$V_{u1} = 2760 \text{ (KN)} \rightarrow \text{esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma.}$$

$$V_{u2} = 104.5 \text{ (KN)} \rightarrow \text{esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.}$$

Valores obtenidos a partir de las ecuaciones indicadas en el artículo 44.2.3.1 y 44.2.3.2.2 de la comparativa entre las instrucciones EHE, en los cuales nos indica que, para una pieza con armadura de cortante, es necesario verificar:

$$V_d \leq V_{u1} \text{ y } V_d \leq V_{u2}, \text{ siendo } V_d \text{ el valor de cálculo del cortante aplicado.}$$

Utilizando el programa de cálculo “DITECO” y teniendo en cuenta los valores del panel indicados en el punto 2.2.5.2.3, obtenemos los siguientes resultados:



, siendo

$V_a = 3395.3 \text{ Kg} \approx 33.95 \text{ KN} \rightarrow$ mayor cortante aplicado en valor absoluto producido por las acciones (peso propio del panel).

Aplicando el correspondiente coeficiente de mayoración “ γ ” para el peso propio y acciones permanentes $\gamma_{\text{peso}} = 1.35$ (tabla 4.1 del Documento Básico SE “Seguridad Estructural”, la cual se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto) obtenemos:

$$V_d = V_a \cdot \gamma_{\text{peso}} = 33.95 \cdot 1.35 \approx 45.83 \text{ KN}$$

$$V_d = 45.83 \leq 104.5 \leq 2760 \text{ (KN)} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.2.3.3 Verificación del momento de fisuración (ELS) “ M_f ”.

Observando lo indicado en el punto 2.2.5.2.1.3, según la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 que se puede observar en el artículo 49.2.3 de la comparativa realizada entre las instrucciones, la fisura máxima permitida en la pared debido a la clase de exposición IIa es $W_{\text{max}} = 0.3 \text{ mm}$, siendo necesario tener en cuenta el momento de fisuración máximo para dicha medida en caso de fisurar la pieza.

Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A., tenemos que el momento de fisuración resistido por el panel exterior es:

$$M_f = 310.03 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{f0.3} = 328.02 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

Valores obtenidos de aplicar las ecuaciones del artículo 50.2.2.2 de la comparativa entre las instrucciones EHE, siendo necesario determinar el momento aplicado en la pieza (sin mayorar) “ M_a ”, para determinar si existe o no fisuración en la placa.

Tal y como se ha calculado en el punto 2.2.5.2.3.1, $M_a = 14.11 \text{ KN}\cdot\text{m}$

$$M_a = 14.11 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq 310.03 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{No existe zona de fisuración}$$

Al no existir zona de fisuras afirmamos la siguiente expresión: $M_a \leq M_f \leq M_{f0.3}$

2.2.5.2.4 Funcionamiento de los paneles exteriores horizontales montados.

Una vez montados los paneles exteriores horizontales de cerramiento, las acciones a considerar en los mismos son las fuerzas producidas por el efecto del viento y por su propio peso, tal y como se puede observar en la *figura 2.46*.

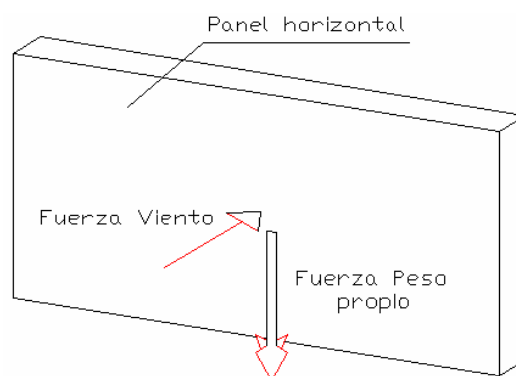


Figura 2.46. Fuerzas en paneles horizontales montados

Para verificar que el panel resiste dichas fuerzas, debido a que éstas son ortogonales entre ellas y que se modifica el canto de trabajo de la pieza, comprobaremos que la pieza resiste los esfuerzos por separado, siendo ésta una aproximación que, aunque es menos restrictiva, al observar la gran diferencia entre los resultados obtenidos y los resistidos por la pared se considera como correcta.

A modo de ejemplo, estudiaremos el comportamiento del mismo panel que se ha utilizado en la comprobación de la manipulación de los paneles horizontales, es decir, el panel **HF-575**, pudiéndose observar en el punto 3.2 su ficha de fabricación.

En la comprobación de que el panel resiste el esfuerzo producido por el peso propio los valores a considerar, teniendo en cuenta los apoyos una vez montada, son:

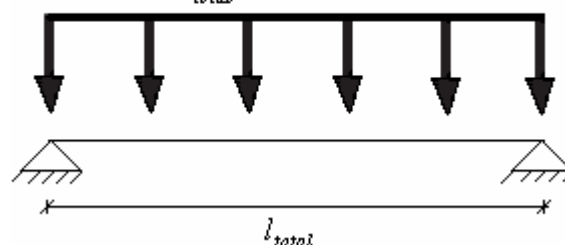
$$q = \frac{Peso}{l_{total}} = \frac{6397}{6.79} \approx 942 \left(\frac{kg}{m} \right)$$


Figura 2.47. Fuerza debida al peso propio del panel horizontal

Para la comprobación de que el panel horizontal resiste la fuerza producida por el efecto del viento se verificará que, tal y como se ha realizado en el punto 2.2.5.2.2 “Funcionamiento de los paneles exteriores verticales montados” el suncho más desfavorable de la pared resista dicho esfuerzo.

En las fichas de fabricación del panel de estudio observamos que su armadura consta de tres sunchos (ver **figura 2.48**), siendo el central “B” el menor de todos ellos, y obteniendo como sección de estudio la de la **figura 2.45** del punto 2.2.5.2.2:

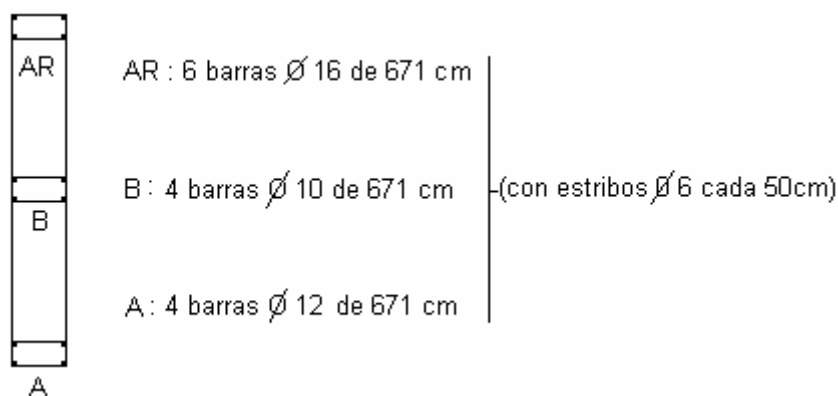


Figura 2.48. Sección longitudinal del armado en panel horizontal

El esfuerzo de viento a resistir por m^2 de panel, ha sido calculado en el punto 2.2.4.2.3 del presente anexo, cuyo valor más desfavorable es:

$$q_e = 65 + 32.9 = 97.9 \text{ kg} / m^2, \text{ que multiplicándolo por la altura del panel se obtiene}$$

$$q_e = 97.9 \cdot 2.40 = 234.96 \text{ kg} / m \rightarrow \text{esfuerzo del viento por metro lineal de panel}$$

Dividiendo el último resultado por la cantidad de sunchos, conseguimos el esfuerzo a resistir debido al viento por cada uno de los sunchos del panel y cuyo valor es:

$$q_e = 234.96 / 3 = 78.32 \text{ kg/m} \text{ (esfuerzo viento por metro lineal de panel y por suncho)}$$

2.2.5.2.4.1 Verificación del momento debido al peso propio (ELU) “ M_d ”.

Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A., tenemos que el momento flector último o de rotura para el panel exterior es:

$$M_u = 776.9 \text{ (KN}\cdot\text{m)}, \text{ obtenido de aplicar la ecuación indicada en el punto 2.2.5.2.1.1.}$$

Por lo que tendremos que verificar $M_d \leq M_u$, siendo M_d el mayor momento de cálculo producido por el peso propio del panel (con coeficiente de mayoración) igual:

$$M_d = \frac{q \cdot l_{total}^2}{8} \gamma_{peso} = \frac{942 \cdot 6.79^2}{8} \cdot 1.35 \approx 7328.8 \text{ kg}\cdot\text{m} \approx 73.29 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_d = 73.29 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq 776.9 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.2.4.2 Verificación del cortante debido al peso propio (ELU) “ V_d ”.

Como se ha demostrado en el punto 2.2.5.2.3.2 *la armadura de cortante existente en la pared horizontal se puede considerar* ya que se cumple la separación máxima permitida de armadura transversal.

Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A., tenemos que el cortante último resistido por el panel exterior es:

$$V_{u1} = 2760 \text{ (KN)} \rightarrow \text{esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma.}$$

$$V_{u2} = 104.5 \text{ (KN)} \rightarrow \text{esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.}$$

Valores obtenidos a partir de las ecuaciones indicadas en el artículo 44.2.3.1 y 44.2.3.2.2 de la comparativa entre las instrucciones EHE, en los cuales nos indica que, para una pieza con armadura de cortante, es necesario verificar:

$V_d \leq V_{u1}$ y $V_d \leq V_{u2}$, siendo V_d el valor de cálculo del cortante aplicado igual a:

$$V_d = \frac{q \cdot l_{total}}{2} \cdot \gamma_{peso} = \frac{942 \cdot 6.79}{2} \cdot 1.35 \approx 4317.42 \text{ kg} \approx 43.17 \text{ KN}$$

$V_d = 43.17 \leq 104.5 \leq 2760 \text{ (KN)} \rightarrow \text{Verificado}$

2.2.5.2.4.3 Verificación del momento fisuración debido al peso propio (ELS) “ M_f ”.

Observando lo indicado en el punto **2.2.5.2.1.3**, según la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 que se puede observar en el artículo 49.2.3 de la comparativa realizada entre las instrucciones, la fisura máxima permitida en la pared debido a la clase de exposición IIa es $W_{max} = 0.3 \text{ mm}$, siendo necesario tener en cuenta el momento de fisuración máximo para dicha medida en caso de fisurar la pieza.

Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A., tenemos que el momento de fisuración resistido por el panel exterior es:

$$M_f = 310.03 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

$$M_{f0.3} = 328.02 \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

Valores obtenidos de aplicar las ecuaciones del artículo 50.2.2.2 de la comparativa entre las instrucciones EHE, siendo necesario determinar el momento aplicado en la pieza (sin mayorar) “ M_a ”, para determinar si existe o no fisuración en la placa.

$$M_a = \frac{q \cdot l_{total}^2}{8} = \frac{942 \cdot 6.79^2}{8} \approx 5428.7 \text{ kg} \cdot \text{m} \approx 54.29 \text{ (KN} \cdot \text{m)} \leq 310.03 \rightarrow \text{No zona de fisuración}$$

Al no existir zona de fisuras afirmamos la siguiente expresión: $M_a \leq M_f \leq M_{f0.3}$

2.2.5.2.4.4 Verificación del momento debido a la fuerza del viento (ELU) “ M_d ”.

Introduciendo los datos de la sección de estudio en el programa de cálculo “Prontuario informático del hormigón estructural 3.0”, tenemos que el momento último resistido por la sección central de estudio es:

$M_{uc} = 10.98 \text{ KN}\cdot\text{m}$, obtenida a partir de la ecuación indicada en el punto **2.2.5.2.1.1**.

Por lo que tendremos que verificar que $M_{dc} \leq M_{uc}$, siendo M_{dc} el momento mayor de cálculo producido por la fuerza del viento en la sección central (con coeficiente de mayoración) igual a:

$$M_{dc} = \frac{q_{viento} \cdot l_{total}^2}{8} \gamma_{var} = \frac{78.32 \cdot 6.79^2}{8} \cdot 1.50 \approx 677.04 \text{ kg}\cdot\text{m} \approx 6.77 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$M_{dc} = 6.77 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq 10.98 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Verificado}$
--

2.2.5.2.4.5 Verificación del cortante debido a la fuerza del viento (ELU) “ V_d ”.

Como se ha demostrado en el punto **2.2.5.2.2.2 la armadura de cortante existente en la pared horizontal no se puede considerar** ya que no se cumple la separación máxima permitida de armadura transversal (hay que tener en cuenta que aunque la demostración del punto **2.2.5.2.2.2** se ha realizado para un panel vertical, estos tienen la misma separación de armadura y canto)

Según los resultados del programa de cálculo “Prontuario informático del hormigón estructural 3.0” tenemos que el cortante último resistido en sección central estudio es:

$$V_{u2c} = 24.638 \text{ (KN)} \rightarrow \text{cuando } M_a \leq M_f \text{ (zona no fisurada)}$$

$$V_{u2c} = 19.41 \text{ (KN)} \rightarrow \text{cuando } M_a > M_f \text{ (zona fisurada)}$$

Valores obtenidos según las ecuaciones del artículo 44.2.3.2.1 de la comparativa de las instrucciones EHE, siendo M_a y M_f el momento aplicado y de fisuración de la placa respectivamente (sin coeficientes de mayoración).

Para simplificar el cálculo, tal y como se ha realizado en el punto **2.2.5.2.2.2**, verificaremos a continuación que la pieza resiste el máximo cortante producido por la fuerza del viento (caso más desfavorable) en la zona fisurada y no fisurada, no siendo necesario determinar los cortantes aplicados a las distancias requeridas en la EHE-08:

El cortante aplicado en la sección central “ V_{dc} ” es igual a:

$$V_{dc} = \frac{q_{viento} \cdot l_{total}}{2} \cdot \gamma_{var} = \frac{78.32 \cdot 6.79}{2} \cdot 1.50 \approx 398.84 \text{ kg} \approx 3.99 \text{ KN}$$

$$V_{dc} = 3.99 \text{ KN} \leq 24.638 \text{ (zona no fisurada)} \rightarrow \text{Verificado}$$

$$V_{dc} = 3.99 \text{ KN} \leq 19.41 \text{ (zona fisurada)} \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.5.2.4.6 Verificación momento de fisuración debido a fuerza viento (ELS) “ M_f ”.

Teniendo en cuenta que el momento aplicado en la sección central de estudio es:

$$M_{ac} = \frac{M_{dc}}{\gamma_{var}} = \frac{6.77}{1.50} \approx 4.51 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Aplicando para dicho momento las ecuaciones del artículo 49.2.3 de la comparativa entre las instrucciones EHE, obtenemos mediante el programa informático “Prontuario informático del hormigón estructural 3.0” la siguiente apertura de fisura:

$$W_k \approx 0.07 \text{ mm}$$

Observando lo indicado en el punto **2.2.5.2.1.3**, la fisura máxima permitida en la pared debido a la clase de exposición IIa es igual $W_{max} = 0.3 \text{ mm}$. Por lo que definimos:

$$W_k \leq W_{max} \rightarrow 0.07 \leq 0.3 \text{ (mm)} \rightarrow \text{lo que supone } M_f \leq M_{ac} \leq M_{f0.3} \text{ (KN} \cdot \text{m)}$$

Es decir, **verificamos que existe zona fisurada y que la pieza resiste el momento de fisuración aplicado** al ser la apertura de fisura provocada inferior a la permitida.

2.2.5.3 Cálculo de las principales jácenas de cubierta “peraltadas”.

Para la verificación de los estados límite y la determinación de las acciones en las jácenas peraltadas “B-36” de cubierta se utilizará:

22. La instrucción EHE-08, así como las fichas de fabricación de las jácenas peraltadas “B-36” que podemos observar en el punto 3.2 del proyecto.
23. La comparación realizada entre las instrucciones EHE, la cual se puede observar en el anexo 2.3 del proyecto, siendo aplicada por el programa de cálculo para determinar las propiedades de las piezas a partir de las características de los materiales indicadas en el punto 1.5.2 del proyecto.
24. Los resultados de cálculo obtenidos a partir del programa “Programa Cubiertas” (para el proyecto de jácenas de hormigón armado y pretensado para cubiertas), realizado por el Departament d’Enginyeria de la Construcció de la ETS d’Enginyers de Camins, Canals i Ports de la Universitat Politècnica de Catalunya, y que se puede observar en el punto 2.2.7 de este anexo.

Hay que tener en cuenta que, al tratarse dicha jácena de una pieza de sección variable, en que los extremos (parte más estrecha) son macizos y el centro (parte más ancha) está aligerada, para simplificar el cálculo, se considerará ésta como una pieza de sección constante, tal y como se puede observar en la **figura 2.49**.

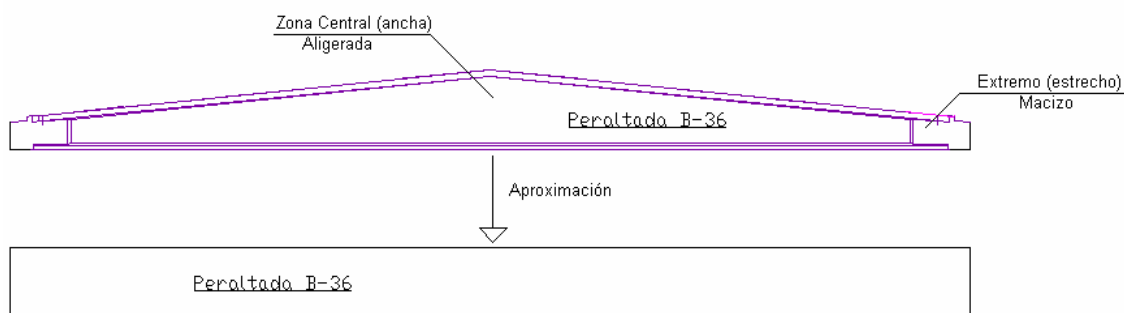


Figura 2.49. Aproximación en el cálculo de la jácena de cubierta “B-36”

El programa de cálculo “Programa Cubiertas” procede al cálculo en servicio y en rotura de las 300 secciones en que se divide la pieza. Para la comprobación de los estados límite, nosotros únicamente realizaremos dicha comprobación en la sección donde se obtiene un momento mayor (centro de la jácena) y un cortante mayor (en el extremo donde se encuentra la cortafuegos).

2.2.5.3.1 Verificación del Estado Límite Último (ELU).

La denominación de Estados Límite Últimos engloba todas aquellas situaciones que producen una puesta fuera de servicio de la estructura, por colapso o rotura de la misma o de una parte de ella.

Como Estados Límite Últimos de las jácenas peraltadas “B-36” de cubierta verificaremos:

- d) Momento de cálculo aplicado “ M_d ”.
- e) Cortante de cálculo aplicado “ V_d ”.

En la comprobación de dichos estados límite se debe satisfacer la condición:

$$S_d \leq R_d \quad \text{siendo:} \quad \begin{array}{ll} S_d & \text{valor de cálculo del efecto de las acciones} \\ R_d & \text{valor de cálculo de la respuesta estructural} \end{array}$$

2.2.5.3.1.1 Verificación del momento de cálculo aplicado “ M_d ”.

Según los datos obtenidos de los resultados de cálculo del programa “Programa de Cubiertas”, tenemos que el momento flector último o de rotura de la jácena peraltada “B-36” es:

$$M_u = 956.20 \text{ (KN}\cdot\text{m)}, \text{ valor obtenido de aplicar la ecuación:}$$

$$M_u = \left(A_s \cdot f_{yd} \right) \left(d - \frac{y}{2} \right) \text{ (ver punto 2.3.3 del anexo 2.3 para la notación de los símbolos)}$$

Por lo que tendremos que verificar que $M_d \leq M_u$, siendo M_d el momento de cálculo aplicado (con coeficiente de mayoración) igual a:

$$M_d = \sum \frac{q_i \cdot l^2}{8} \gamma_i + \frac{q_{p_extremo} \cdot a}{2} \gamma + \frac{q_{p_centro} \cdot l}{4} \gamma, \text{ siendo:}$$

q_i Las cargas a considerar en la jácena peraltada “B-36” de cubierta, sin tener en cuenta la carga de mantenimiento, ya que se considera según la CTE no concomitante, ni la carga del viento, ya que en jácenas de cubierta con doble pendiente se considera que, al existir presión y succión, éstas se anulan.

$$\text{Peso Propio} \rightarrow \frac{P_{propio}}{l_{total}} = \frac{8023}{19.08} \approx 420.49 \text{ Kg} / m \approx 4.21 \text{ KN} / m = q_{peso}$$

$$\text{Peso Chapa} \rightarrow q_{chapa} \cdot l_{int \text{ eje}} = 44 \cdot 10 = 440 \text{ Kg} / m \approx 4.4 \text{ KN} / m = q'_{chapa}$$

$$\text{Sobrecarga de nieve} \rightarrow q_n \cdot l_{int \text{ eje}} = 40 \cdot 10 = 400 \text{ Kg} / m \approx 4 \text{ KN} / m = q'_n$$

Hay que tener en cuenta que, para la comprobación de las jácenas peraltadas “B-36” de cubierta, se considera también unas cargas puntuales en el centro y en uno de los extremos de la jácena debido a la existencia de dos correas y de una cortafuegos respectivamente, cuyo valor se puede observar en la **figura 2.50**.

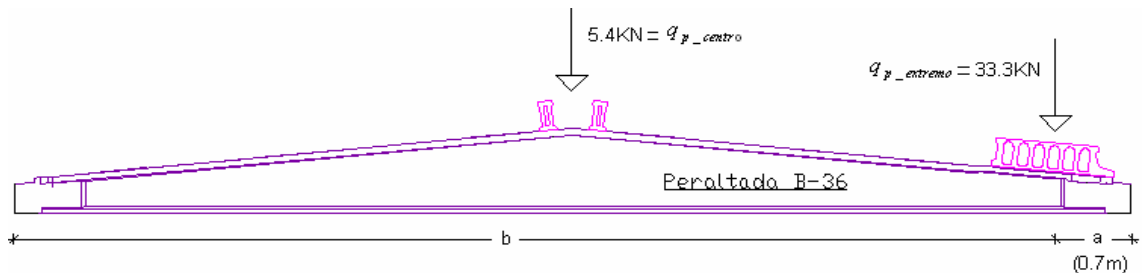


Figura 2.50. Otras cargas a considerar en comprobación jácena peraltada

l Luz de cálculo de las jácenas peraltadas “B-36”, la cual teniendo en cuenta que su apoyo en el cabezal del pilar es de 25cm en ambos extremos, tenemos que:

$$l = l_{total} - \left(\frac{l_{apoyo1} + l_{apoyo2}}{2} \right) = 19.08 - 0.25 = \underline{18.83m}$$

γ Coeficiente parcial de seguridad para las acciones de la tabla 4.1 del Documento Básico SE “Seguridad Estructural”, la cual se encuentra en el anexo 2.6 del proyecto y de valor:

$\gamma_{\text{peso}} = 1.35 \rightarrow$ para el peso propio y acciones permanentes

$\gamma_{\text{var}} = 1.50 \rightarrow$ para acciones variables como sobrecargas.

$$M_d = M_{\text{peso}} + M_{\text{chapa}} + M_n + M_{p_centro} + M_{p_extremo}$$

$$M_{\text{peso}} = \frac{q_{\text{peso}} \cdot l^2}{8} \cdot \gamma_{\text{peso}} = \frac{4.21 \cdot 18.83^2}{8} \cdot 1.35 \approx 251.89 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\text{chapa}} = \frac{q'_{\text{chapa}} \cdot l^2}{8} \cdot \gamma_{\text{peso}} = \frac{4.4 \cdot 18.83^2}{8} \cdot 1.35 \approx 263.27 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_n = \frac{q'_n \cdot l^2}{8} \cdot \gamma_{\text{var}} = \frac{4 \cdot 18.83^2}{8} \cdot 1.50 \approx 265.93 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p_centro} = \frac{q_{p_centro} \cdot l}{4} \cdot \gamma_{\text{peso}} = \frac{5.4 \cdot 18.83}{4} \cdot 1.35 \approx 34.32 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{p_extremo} = \frac{q_{p_extremo} \cdot a}{2} \cdot \gamma_{\text{peso}} = \frac{33.3 \cdot 0.7}{2} \cdot 1.35 \approx 15.73 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$M_d = 831.14 \text{ KN} \cdot \text{m} \leq 956.20 \text{ KN} \cdot \text{m} \rightarrow \text{Verificado}$
--

2.2.5.3.1.2 Verificación del cortante de cálculo aplicado " V_d ".

Para poder considerar la ayuda de la armadura transversal (cortante) de la jácena peraltada en la determinación del cortante último resistido, tal y como se indica en el artículo 44.2.3.4.1 de la comparativa entre instrucciones, tenemos que cumplir en la EHE-08 las siguientes condiciones de separación máxima de armadura transversal " s_t ". Hay que tener en cuenta que dicha comprobación se realizará en uno de los extremos de la jácena, ya que es la sección donde el cortante aplicado es mayor:

$$s_t \leq 0,60d(1 + \cot g \alpha) \text{ y } s_t \leq 450 \text{ mm} \rightarrow \text{si } \frac{1}{5} V_{u1} < V_d \leq \frac{2}{3} V_{u1}, \text{ siendo:}$$

$$V_d = 214.53 \text{ KN} ; V_{u1} = 818.4 \text{ KN} ; d = 620 \text{ mm} ; \alpha = 90^\circ \text{ (ángulo entre armaduras)}$$

$$s_t = 100 \text{ mm (ver fichas de fabricación piezas del punto 3.2 del proyecto).}$$

$$\frac{1}{5} V_{u1} < V_d \leq \frac{2}{3} V_{u1} \rightarrow 163.68 < 214.53 \leq 545.6 (\text{KN}) \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 0,60d(1 + \cot g \alpha) \rightarrow s_t \leq 372 (\text{mm}) \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 450 (\text{mm}) \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

Por lo que concluiremos indicando que *se puede considerar la armadura de cortante* ya que la separación es menor a la permitida.

Según los datos obtenidos de los resultados de cálculo del programa “Programa de Cubiertas”, tenemos que el cortante último resistido por la jácena peraltada “B-36” es:

$V_{u1} = 818.4 \text{ (KN)} \rightarrow$ esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma.

$V_{u2} = 284.7 \text{ (KN)} \rightarrow$ esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Valores obtenidos a partir de las ecuaciones indicadas en el artículo 44.2.3.1 y 44.2.3.2.2 de la comparativa entre las instrucciones EHE, en los cuales nos indica que, para una pieza con armadura de cortante, es necesario verificar:

$V_d \leq V_{u1}$ y $V_d \leq V_{u2}$, siendo V_d el valor de cálculo del cortante aplicado igual a:

$$V_d = \sum \frac{q_i \cdot l}{2} \cdot \gamma_i = V_{\text{peso}} + V_{\text{chapa}} + V_n + V_{p_centro} + V_{p_extremo}$$

$$V_{\text{peso}} = \frac{q_{\text{peso}} \cdot l}{2} \cdot \gamma_{\text{peso}} = \frac{4.21 \cdot 18.83}{2} \cdot 1.35 \approx 53.51 \text{ KN}$$

$$V_{\text{chapa}} = \frac{q'_{\text{chapa}} \cdot l}{2} \cdot \gamma_{\text{peso}} = \frac{4.4 \cdot 18.83}{2} \cdot 1.35 \approx 55.93 \text{ KN}$$

$$V_n = \frac{q'_n \cdot l}{2} \cdot \gamma_{\text{var}} = \frac{4 \cdot 18.83}{2} \cdot 1.50 \approx 56.49 \text{ KN}$$

$$V_{p_centro} = \frac{q_{p_centro}}{2} \cdot \gamma_{\text{peso}} = \frac{5.4}{2} \cdot 1.35 \approx 3.64 \text{ KN}$$

$$V_{p_extremo} = q_{p_extremo} \cdot \gamma_{\text{peso}} = 33.3 \cdot 1.35 \approx 44.96 \text{ KN}$$

$V_d = 214.53 \leq 284.7 \leq 818.4 \text{ (KN)} \rightarrow \text{Verificado}$

2.2.5.3.2 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).

La denominación de Estados Límite de Servicio engloba todas aquellas situaciones para las que no se cumplen los requisitos de funcionalidad, de comodidad o de aspecto.

Como Estados Límite de Servicio de las jácenas peraltadas “B-36” verificaremos:

c) Momento de fisuración “ M_f ”.

d) Flecha máxima admisible o deformación “ Δf_{total} ”.

En la comprobación de dichos estados límite se debe satisfacer la condición:

$$E_d \leq C_d \quad \text{siendo:} \quad \begin{array}{ll} E_d & \text{valor del efecto de las acciones} \\ C_d & \text{valor límite admisible de la sección} \end{array}$$

2.2.5.3.2.1 Verificación del momento de fisuración “ M_f ”.

Según la tabla 8.2.2 de la EHE-08, la cual se puede observar en el anexo 2.6 del presente proyecto, los elementos de hormigón en las cubiertas de edificios en zonas con p.m.a > 600mm (la precipitación media anual en Vilamallà, según la información meteorológica de la diputación de Girona es de 786mm) están sometidos a una clase general de Exposición del tipo IIa, tal y como podemos ver a continuación:

Clase General de Exposición				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Normal	Humedad alta	IIa	Corrosión diferente de cloruros	interiores sometidos a humedades >65% o condensaciones	elementos de hormigón en las cubiertas de edificios en zonas con p.m.a>600mm

Tabla 2.28. Clase general de exposición peraltada “B-36”(Tabla 8.2.2 EHE-08)

Según la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08, la cual se puede observar en el artículo 49.2.3 de la comparativa realizada entre las instrucciones EHE, para una pieza armada con una clase general de exposición IIa, la abertura máxima de fisura permitida “ W_{max} ” es igual a 0.3mm, por lo que tendremos que tener en cuenta el momento de fisuración máximo para dicha medida en caso de fisurar la pieza.

Mediante los datos obtenidos de los resultados de cálculo del programa “Programa Cubiertas”, tenemos que el momento de fisura máximo resistido por la jácena peraltada “B-36” es:

$$M_f (\text{EHE-08}) = 708.21 \text{ (KN}\cdot\text{m)}$$

Valores obtenidos de aplicar las ecuaciones del artículo 50.2.2.2 de la comparativa entre las instrucciones EHE, siendo necesario determinar el momento aplicado en la pieza (sin mayorar) “ M_a ”, para determinar si existe o no fisuración en la placa:

$$M_a \leq M_f \rightarrow \text{no existe fisuración en la jácena de cubierta}$$

$$M_a > M_f \rightarrow \text{si existe fisuración en la jácena de cubierta}$$

En el caso de existir fisuración, será necesario comprobar también que el momento aplicado no exceda el momento máximo de fisuración para una fisura de 0.3mm.

$$M_d = \sum \frac{q_i \cdot l^2}{8} + \frac{q_{p_extremo} \cdot a}{2} + \frac{q_{p_centro} \cdot l}{4} = M_{peso_a} + M_{chapa_a} + M_{n_a} + M_{p_extremo_a} + M_{p_centro_a}$$

$$M_{peso_a} = \frac{q_{peso} \cdot l^2}{8} = \frac{4.21 \cdot 18.83^2}{8} \approx 186.59 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{chapa_a} = \frac{q'_{chapa} \cdot l^2}{8} = \frac{4.4 \cdot 18.83^2}{8} \approx 195.01 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{n_a} = \frac{q'_n \cdot l^2}{8} = \frac{4 \cdot 18.83^2}{8} \approx 177.28 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p_centro_a} = \frac{q_{p_centro} \cdot l}{4} = \frac{5.4 \cdot 18.83}{4} \approx 25.42 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{p_extremo_a} = \frac{q_{p_extremo} \cdot a}{2} = \frac{33.3 \cdot 0.7}{2} \approx 11.65 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_a = 595.95 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq 708.21 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{No existe zona de fisuración}$$

Al no existir zona de fisuras afirmamos la siguiente expresión: $M_a \leq M_f \leq M_{f0.3}$

2.2.5.3.2.2 Verificación de la flecha máxima admisible o deformación.

Según los datos obtenidos de los resultados de cálculo del programa “Programa Cubiertas”, tenemos que las flechas producidas en las jácenas peraltadas “B-36” de cubierta en cada una de las etapas de construcción son:

25. Al llegar a obra la flecha será = 0.0 (mm)

26. Al someter la jácena a todas las cargas de cubierta = 8.03 (mm)

27. Al tiempo infinito con las cargas de cubierta = 15.25 (mm)

Valores obtenidos al determinar la flecha instantánea y diferida de la pieza mediante las expresiones indicadas en el artículo 50.2.2.2 y 50.2.2.3 respectivamente de la comparativa entre las instrucciones EHE.

A continuación, y teniendo en cuenta lo indicado en el artículo 50 de la comparativa de las instrucciones EHE, procedemos a verificar que $fl_{total} \leq \Delta fl_{total}$, siendo:

fl_{total} flecha total producida en la pieza durante todas las etapas de la construcción.

Δfl_{total} flecha total máxima permitida en la pieza.

$$fl_{total} = 15.25 - 0.0 = 15.25mm$$

$$\Delta fl_{total} = \min\left(\frac{l}{250}; \frac{l}{500} + 1\right) = \min\left(\frac{1883}{250}; \frac{1883}{500} + 1\right) = \min(7.533; 4.766) = 4.766cm = 47.66mm$$

$fl_{total} = 15.25mm \leq 47.66mm \rightarrow \text{Verificado}$

2.2.5.4 Cálculo de los pilares.

Para la verificación de los estados límite y la determinación de las acciones en los pilares de la nave industrial a realizar se utilizará:

28. La instrucción EHE-08, así como las fichas de fabricación de los pilares que podemos observar en el punto **3.2** del proyecto.
29. La comparación realizada entre las instrucciones EHE, la cual se puede observar en el anexo **2.3** del proyecto, siendo aplicada por el programa de cálculo para determinar las propiedades de las piezas a partir de las características de los materiales indicadas en el punto **1.5.2** del proyecto.
30. Los resultados de cálculo obtenidos a partir del programa “Dimensionamiento Pilares” realizado por la “Universitat Politècnica de Catalunya” a través de la “ETS d’Enginyers de Camins, Canals i Ports”, cuyos resultados se pueden observar en el punto **2.2.7** de este anexo para las acciones sin mayorar. Se han realizado los cálculos para la nave industrial con y sin ampliación

Hay que tener en cuenta que los pilares de la fachada este, en caso de realizarse la futura ampliación, serán utilizados también como apoyo de los elementos estructurales de la nueva nave, por lo que se tendrá que realizar para dichos pilares un estudio para comprobar cual de los siguientes casos es mas desfavorable para su dimensionamiento:

- Nave industrial sin ampliación: Los pilares de la fachada este tendrán mucho más momento, debido principalmente a la fuerza del viento y a la acción del puente grúa, y menor axil, ya que únicamente tendrán que soportar el peso de las jácenas de cubierta de una de las naves.
- Nave industrial con ampliación: Los pilares de la fachada este tendrán menor momento, ya que la acción del viento es casi despreciable al estar situado éste en el centro de la construcción y las acciones del puente grúa se

contrarrestan entre ellas, y mayor axil, ya que soportará el peso de las jácenas de cubierta de ambos lados.

A modo de ejemplo, estudiaremos el comportamiento de uno de los pilares de la nave industrial situado en la fachada este, más concretamente el del pilar **AL**, pudiéndose observar en el punto **3.2** su ficha de fabricación y cuyas acciones a considerar serán:

31. Acción del viento: la cual ha sido calculada en el punto **2.2.4.2.3** del anexo.
32. Acción del sismo: cuyo sistema de cálculo ha sido indicado en el punto **2.2.4.3** del anexo
33. Acción del puente grúa: cuyos valores han sido calculados para el caso más desfavorable en el punto **2.2.4.4.1**.
34. Peso propio de los elementos estructurales de cubierta (jácenas peraltadas B-36, correas, canales...) y las sobrecargas variables de cubierta debidas a las acciones del viento y la nieve, justificadas en el punto **2.2.1** del anexo.
35. Peso propio pilar, cuyo valor observando su ficha de fabricación es 4958kg

El programa de cálculo “Dimensionamiento de Pilares”, teniendo en cuenta lo indicado en el Documento Básico SE-AE “Acciones en la edificación” en lo que a combinación de acciones se refiere, realiza 17 hipótesis de carga (ver hipótesis en punto **1.5.3.1** del proyecto) y dimensiona el pilar con la peor de dichas hipótesis (mayor valor final de las acciones).

Observando los resultados del programa de cálculo del punto **2.2.7** del anexo definimos que para el pilar **AL** la peor de las hipótesis y sus valores para la nave industrial con y sin ampliación, según el sistema de referencia de la *figura 2.51*, son:

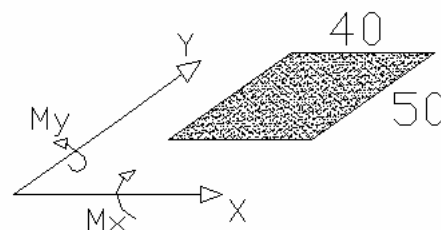


Figura 2.51. Sistema de referencias

- Nave sin ampliación:

Hipótesis 12 = (Permanentes) + (0.70x Sobrecargas) + (Viento Y+) → Sin mayorar

Pilar	Axil (kN)	Momento X (kN·m)	Cortante X (kN)	Momento Y (kN·m)	Cortante Y (kN)
AL	204.39	401.68	2.25	18.31	72.06

Tabla 2.29. Resultado acciones (sin mayorar) en pilar AL sin ampliación

- Nave con ampliación:

Hipótesis 13 = (Permanentes) + (0.70x Sobrecargas) + (Viento Y-) → Sin mayorar

Pilar	Axil (kN)	Momento X (kN·m)	Cortante X (kN)	Momento Y (kN·m)	Cortante Y (kN)
AL	443.14	-287.93	-1.95	-13.93	27.77

Tabla 2.30. Resultado acciones (sin mayorar) en pilar AL con ampliación

2.2.5.4.1 Comprobación valores programa “Dimensionamiento Pilares”.

A continuación se realizará la comprobación de los valores obtenidos por el programa de cálculo “Dimensionamiento Pilares” para el pilar **AL** en la nave sin ampliación y para la dirección Y de las acciones.

Teniendo en cuenta que la hipótesis 12 no tiene en cuenta la acción sísmica, las acciones a considerar en el pilar de estudio serán (ver **figura 2.52**):

36. Sobrecargas en cubierta x(0.7) + Peso jácena peraltada + Permanentes (F_1)
37. Peso propio canal hormigón (F_2)
38. Peso propio del puente grúa x(0.7) (F_3)
39. Frenada/encendido puente grúa x(0.7) (F_4)
40. Peso propio del pilar (F_5)
41. Acción del viento (F_{6_i})

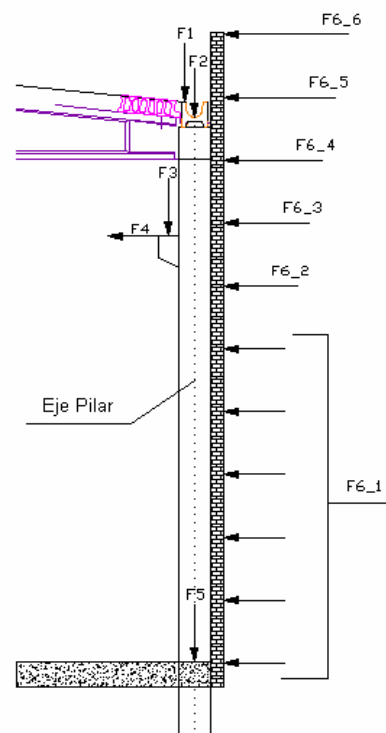


Figura 2.52. Acciones pilar AL

1. Sobrecargas en cubierta + Peso jácena peraltada (F_1)

- Sobrecargas en cubierta → sin tener en cuenta carga de mantenimiento (no concomitante) ni carga del viento (en jácenas de doble pendiente se anulan):

$$(q_{chapa} + q_{correa}) \cdot l_{\text{int ejeje}} \cdot \frac{l_{\text{total} - \text{jácena}}}{n^{\circ}_{\text{apoyos}}} = 44 \cdot 10 \cdot \frac{19.08}{2} = 4197.6 \text{Kg} \approx 42 \text{KN} = q'_{chapa+correa}$$

$$q_n \cdot l_{\text{int ejeje}} \cdot \frac{l_{\text{total} - \text{jácena}}}{n^{\circ}_{\text{apoyos}}} = 40 \cdot 10 \cdot \frac{19.08}{2} = 3816 \text{Kg} \approx 38.2 \text{KN} = q'_n$$

- Peso propio peraltada → $\frac{P_{\text{propio}}}{n^{\circ}_{\text{apoyos}}} = \frac{8023}{2} = 4011.5 \text{Kg} \approx 40.11 \text{KN} = q_{\text{peso}}$
- Axil** → $F_1 = q'_n \cdot 0.7 + q'_{chapa+correa} + q_{\text{peso}} = 38.2 \cdot 0.7 + 82.11 = 108.85 \text{KN}$
- Momento** → $M_{F1} = F_1 \cdot d_{\text{eje}} = 96.25 \cdot 0.125 \approx 13.606 \text{KN} \cdot \text{m}$, siendo:

$$d_{\text{eje}} \rightarrow \text{distancia desde el punto aplicación fuerza al eje pilar} = \frac{l_{\text{apoyo}}}{2} = 0.125 \text{m}$$

2. Peso propio canal hormigón (F_2)

- Axil** → $F_2 = \frac{P_{\text{propio}}}{n^{\circ}_{\text{apoyos}}} = \frac{2096}{2} = 1048 \text{Kg} \approx 10.48 \text{KN}$
- Momento** → No ejerce momento al estar centrada la F_2 en eje pilar

3. Peso propio puente grúa (F_3)

- Axil** → Valor obtenido en punto **2.2.4.4.1.** $F_3 = 4835.2 \text{kg} \cdot 0.7 \approx 33.85 \text{KN}$
- Momento** → $M_{F3} = F_3 \cdot d_{\text{eje}} = 33.85 \cdot 0.4 = 13.54 \text{KN} \cdot \text{m}$, siendo:

$$d_{\text{eje}} = \frac{l_{\text{apoyo}} + l_{\text{cara} - \text{pilar}}}{2} = \frac{0.3 + 0.5}{2} = 0.4 \text{m}$$

4. Frenada/encendido puente grúa (F_4)

- **Cortante** → Obtenido en punto **2.2.4.4.1.** $F_4 = 3550\text{kg} \cdot 0.7 \approx 24.85\text{KN}$
- **Momento** → $M_{F_4} = F_4 \cdot d_0 = 24.85 \cdot 6.78 = 168.48\text{KN} \cdot \text{m}$, siendo:

d_0 → distancia desde el punto aplicación fuerza a cota superior pavimento. Se obtiene de las fichas de fabricación del punto **3.2** del proyecto. $d = 6.78\text{m}$

5. Peso propio del pilar (F_5)

- **Axil** → De las fichas fabricación del punto **3.2.** $F_5 = 4958\text{kg} \approx 49.58\text{KN}$.
- **Momento** → No ejerce momento al estar centrada la F_5 en eje pilar

6. Acción del viento (F_6)

- **Cortante** → Valores obtenidos en punto **2.2.4.2.3.** del proyecto.

$$F_{6_1} \approx 4.89\text{KN} ; F_{6_2} \approx 5.29\text{KN} ; F_{6_3} \approx 5.62\text{KN}$$

$$F_{6_4} \approx 5.95\text{KN} ; F_{6_5} \approx 6.28\text{KN} ; F_{6_6} \approx 9.79\text{KN}$$

$$F_{6_total} = F_{6_1} \cdot 5 + \sum F_{6_i>1} = 4.89 \cdot 5 + 32.93 = 57.38\text{KN}$$

- **Momento** → $M_{F_{6_i}} = F_{6_i} \cdot d_0$, siendo:

$$M_{F_{6_1}} = 48.9\text{KN} \cdot \text{m} ; M_{F_{6_2}} = 31.74\text{KN} \cdot \text{m} ; M_{F_{6_3}} = 39.34\text{KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{F_{6_4}} = 45.2\text{KN} \cdot \text{m} ; M_{F_{6_5}} = 56.52\text{KN} \cdot \text{m} ; M_{F_{6_6}} = 97.9\text{KN} \cdot \text{m}$$

$M_{F_{6_total}} = \sum M_{F_{6_i}} = 319.6\text{KN} \cdot \text{m}$, tenemos que tener en cuenta que a dicho valor se le tiene que añadir la acción del viento producida en el pilar frontal, concretamente en el pilar **AN**, y repartir el resultado entre ambos, ya que al estar los pilares arriostrados se reparten dicha acción.

Observando los resultados del punto **2.2.4.2.3**, aproximaremos que la acción del viento en el pilar frontal es la mitad que en el obtenido para el pilar de estudio, así pues tenemos que:

$$M_{F6_final} = \frac{319.6 + 160}{2} = 239.8 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

Sumando todos los valores obtenidos conseguimos los siguientes resultados:

- **Momento X** = 435.43 KN·m
- **Cortante Y** = 82.23 KN
- **Axil total** = 202.76 KN

Como podemos observar con los resultados obtenidos, éstos son parecidos a los conseguidos por el programa de cálculo (ver **tabla 2.30**), aunque existe alguna diferencia debido a las aproximaciones realizadas y al arriostramiento de los pilares. Aún así, definimos que los resultados facilitados por el programa de cálculo “Dimensionamiento Pilares” son correctos, usando dichos valores para su verificación.

2.2.5.4.2 Verificación del Estado Límite Último (ELU).

Como Estados Límite Últimos de los pilares prefabricados, concretamente del pilar **AL**, verificaremos:

- f) Momento de cálculo aplicado “ M_d ” (giro respecto eje X)
- g) Cortante de cálculo aplicado “ V_d ” (en dirección Y)

En la comprobación de dichos estados límite se debe satisfacer la condición:

$$S_d \leq R_d \quad \text{siendo:} \quad \begin{array}{ll} S_d & \text{valor de cálculo del efecto de las acciones} \\ R_d & \text{valor de cálculo de la respuesta estructural} \end{array}$$

Hay que tener en cuenta que para verificar los estados límites últimos en el pilar necesitamos los valores del Momento X y del Cortante Y mayorados, es decir,

aplicando el coeficiente de mayoración “ γ ” para acciones permanentes ($\gamma_{peso} = 1.35$) y las acciones variables ($\gamma_{var} = 1.50$) respectivamente. Al no disponer de dichos valores, teniendo en cuenta que en el pilar existen acciones permanentes y variables, aplicaremos un valor al coeficiente de mayoración intermedio entre los dos posibles, aproximando de esta forma el resultado.

Así definimos que el coeficiente de mayoración ha utilizar será $\gamma_{aprox} = 1.42$

2.2.5.4.2.1 Verificación del momento de cálculo aplicado “ M_d ”.

Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A., tenemos que el momento flector último o de rotura para el pilar **AL** de estudio es:

$$M_u = 591.68 \text{ (KN}\cdot\text{m)} \rightarrow \text{Nave sin ampliación (ver punto 2.2.5.4.4 del anexo)}$$

$$M_u = 624.12 \text{ (KN}\cdot\text{m)} \rightarrow \text{Nave con ampliación (ver punto 2.2.5.4.4 del anexo)}$$

Dichos valores son distintos debido a que **el momento flector último viene dado en función del axil aplicado** (fuerza de compresión), ya que hay que recordar que el hormigón trabaja bien a compresión, siendo favorable dichas fuerzas en el pilar siempre que no se supere el límite de la resistencia. Por lo que tendremos que verificar que $M_d \leq M_u$, siendo M_d el momento mayor de cálculo producido por las acciones en el pilar (con coeficiente de mayoración).

Mediante el programa de cálculo “Dimensionamiento Pilares”, sabemos que el momento aplicado sin coeficiente de mayoración (giro respecto eje X) es:

$$M_a = 401.68 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Nave sin ampliación}$$

$$M_a = 287.93 \text{ KN}\cdot\text{m} \text{ (en valor absoluto)} \rightarrow \text{Nave con futura ampliación}$$

Aplicando el correspondiente coeficiente de mayoración “ γ_{aprox} ”, definido en el punto **2.2.5.4.2** obtenemos:

$$M_d = M_a \cdot \gamma_{aprox} = 401.68 \cdot 1.42 = 570.39 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Nave sin ampliación}$$

$$M_d = M_a \cdot \gamma_{aprox} = 287.93 \cdot 1.42 = 408.86 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Nave con futura ampliación}$$

$$M_d = 570.39 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq 591.68 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \textbf{Verificado} \text{ (nave sin ampliación)}$$

$$M_d = 408.86 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq 624.12 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \textbf{Verificado} \text{ (nave con ampliación)}$$

2.2.5.4.2.2 Verificación del cortante de cálculo aplicado “ V_d ”.

Para poder considerar la ayuda de la armadura transversal (cortante) del pilar en la determinación del cortante último resistido, tal y como se indica en el artículo 44.2.3.4.1 de la comparativa entre instrucciones, tenemos que cumplir en la EHE-08 las siguientes condiciones de separación máxima de armadura transversal “ s_t ”. Hay que tener en cuenta que dicha comprobación se realizará en la parte inferior del pilar, ya que es donde se transmiten todas las fuerzas de las acciones existentes, y que se hará para la nave con y sin ampliación:

(Nave sin ampliación)

$$s_t \leq 0,75d(1 + \cot g\alpha) \text{ y } s_t \leq 600\text{mm} \rightarrow \text{si } V_d \leq \frac{1}{5}V_{u1}, \text{ siendo:}$$

$$V_{u1} = 1440 \text{ KN} ; d = 500\text{mm} ; \alpha = 90^\circ \text{ (ángulo entre armaduras)}$$

$$V_d = V_a \cdot \gamma_{aprox} = 72.06 \cdot 1.42 = 102.32 \text{ KN}\cdot\text{m} \text{ (en dirección Y)}$$

$$s_t = 120\text{mm} \text{ (ver fichas de fabricación piezas del punto 3.2 del proyecto).}$$

$$V_d \leq \frac{1}{5}V_{u1} \rightarrow 102.32 \leq 288 \text{ (KN)} \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 0,75d(1 + \cot g\alpha) \rightarrow s_t \leq 375(\text{mm}) \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 600(\text{mm}) \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

(Nave con ampliación)

$$s_t \leq 0,75d(1 + \cot g\alpha) \text{ y } s_t \leq 600\text{mm} \rightarrow \text{si } V_d \leq \frac{1}{5}V_{u1}, \text{ siendo:}$$

$$V_{u1} = 1440 \text{ KN} ; d = 500\text{mm} ; \alpha = 90^\circ \text{ (ángulo entre armaduras)}$$

$$V_d = V_a \cdot \gamma_{aprox} = 27.77 \cdot 1.42 = 39.43 \text{ KN} \cdot \text{m} \text{ (en direcció Y)}$$

$s_t = 120 \text{ mm}$ (ver fichas de fabricación piezas del punto 3.2 del proyecto).

$$V_d \leq \frac{1}{5} V_{u1} \rightarrow 39.43 \leq 288 \text{ (KN)} \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 0.75d(1 + \cot g \alpha) \rightarrow s_t \leq 375 \text{ (mm)} \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 600 \text{ (mm)} \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

Por lo que concluiremos indicando que *se puede considerar la armadura de cortante* ya que la separación es menor a la permitida.

Según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A., tenemos que el cortante último resistido por el pilar **AL** de estudio es:

$V_{u1} = 1440 \text{ (KN)} \rightarrow$ esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma.

$V_{u2} = 334.7 \text{ (KN)} \rightarrow$ esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Valores obtenidos a partir de las ecuaciones indicadas en el artículo 44.2.3.1 y 44.2.3.2.2 de la comparativa entre las instrucciones EHE, en los cuales nos indica que, para una pieza con armadura de cortante, es necesario verificar:

$$V_d \leq V_{u1} \text{ y } V_d \leq V_{u2}$$

$V_d = 102.32 \leq 334.7 \leq 1440 \text{ (KN)} \rightarrow \textbf{Verificado}$ (nave sin ampliación)
--

$V_d = 39.43 \leq 334.7 \leq 1440 \text{ (KN)} \rightarrow \textbf{Verificado}$ (nave con ampliación)

2.2.5.4.3 Verificación del Estado Límite de Servicio (ELS).

Como Estados Límite de Servicio del pilar de estudio **AL** verificaremos:

e) Momento de fisuración “ M_f ”. (giro respecto eje X)

f) Desplazamiento horizontal “ Δd_y ”. (dirección Y)

En la comprobación de dichos estados límite se debe satisfacer la condición:

$$E_d \leq C_d \quad \text{siendo:} \quad \begin{array}{ll} E_d & \text{valor del efecto de las acciones} \\ C_d & \text{valor límite admisible de la sección} \end{array}$$

2.2.5.4.3.1 Verificación del momento de fisuración " M_f ".

Según los datos obtenidos del programa de cálculo "Dimensionamiento Pilares" de la empresa Prefabricados Pujol S.A. el momento aplicado (giro respecto X) en el pilar **AL** de estudio es:

$$M_a = 401.68 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Nave sin ampliación}$$

$$M_a = 287.93 \text{ KN}\cdot\text{m} \text{ (en valor absoluto)} \rightarrow \text{Nave con futura ampliación}$$

Aplicando para dicho momento las ecuaciones del artículo 49.2.3 de la comparativa entre las instrucciones EHE, según los datos facilitados por la empresa Prefabricados Pujol S.A, obtenemos la siguiente apertura de fisura:

$$W_k \approx 0.38 \text{ mm} \rightarrow \text{Nave sin ampliación}$$

$$W_k \approx 0.30 \text{ mm} \rightarrow \text{Nave con ampliación}$$

Según la tabla 8.2.2 de la EHE-08, la cual se puede observar en el anexo **2.6** del presente proyecto, los elementos estructurales que estén protegidos de la intemperie están sometidos a una clase general de Exposición del tipo I, tal y como podemos ver a continuación:

Clase General de Exposición				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
No agresiva		I	Ninguno	Interiores de edificios no sometidos a condensaciones	Elementos estructurales protegidos de la intemperie

Tabla 2.31. Clase general de exposición en pilares (Tabla 8.2.2 EHE-08)

Según la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08, la cual se puede observar en el artículo 49.2.3 de la comparativa realizada entre las instrucciones EHE del anexo **2.3**, para una pieza armada con una clase general de exposición I, la abertura máxima de fisura permitida " W_{\max} " es igual a 0.4mm, por lo que definimos:

$$W_k \leq W_{\max} \rightarrow 0.38 \leq 0.4 \text{ (mm)} \rightarrow M_f \leq M_a \leq M_{f0.4} \text{ (KN}\cdot\text{m)} \text{ (nave sin ampliación)}$$

$$W_k \leq W_{\max} \rightarrow 0.30 \leq 0.4 \text{ (mm)} \rightarrow M_f \leq M_a \leq M_{f0.4} \text{ (KN}\cdot\text{m)} \text{ (nave con ampliación)}$$

Es decir, **verificamos que existe zona fisurada y que la pieza resiste el momento de fisuración aplicado** al ser la apertura de fisura provocada inferior a la permitida.

2.2.5.4.3.2 Verificación del desplazamiento horizontal en dirección Y “ Δd_y ”.

Según los datos obtenidos del programa de cálculo “Dimensionamiento Pilares” de la empresa Prefabricados Pujol S.A. el desplazamiento horizontal en dirección Y producido por el pilar **AL** debido a las acciones exteriores de la hipótesis 12 es:

$$\Delta d_y \approx 1.8\text{cm} = 18\text{mm} \rightarrow \text{Nave sin ampliación}$$

$$\Delta d_y \approx 1.4\text{cm} = 14\text{mm} \rightarrow \text{Nave con ampliación}$$

El Documento Básico SE (Seguridad Estructural) del CTE, nos indica en su punto 4.3.3.2 que ante cualquier combinación de acciones características (hipótesis), el desplome total tiene que ser $\leq \frac{1}{500} \cdot h_{\text{pieza}}$, siendo h_{pieza} la altura de la pieza de estudio, cuyo valor para el pilar **AL** es 9.81m (observar fichas fabricación punto **3.2** del proyecto).

$$\Delta d_y \leq \frac{1}{500} \cdot h_{\text{pilar}} \rightarrow 18 \leq 19.62(\text{mm}) \rightarrow \textbf{Verificado} \text{ (nave sin ampliación)}$$

$$\Delta d_y \leq \frac{1}{500} \cdot h_{\text{pilar}} \rightarrow 14 \leq 19.62(\text{mm}) \rightarrow \textbf{Verificado} \text{ (nave con ampliación)}$$

2.2.5.4.4 Comparativa pilar nave industrial con y sin ampliación.

A continuación procederemos a determinar para cual de los dos casos posibles, nave industrial con ampliación y sin ampliación, las acciones producidas en el pilar de estudio **AL** son más restrictivas para su dimensionamiento, es decir, que sus resultados se aproximen más a los estados límite resistidos por el pilar.

Observando la verificación de los estados límite realizados en los apartados anteriores para los dos casos, definimos:

- En lo que al momento último resistido “ M_u ” se refiere, tal y como se ha indicado en el punto **2.2.5.4.2.1**, su valor es mayor para la nave industrial con ampliación debido a que el axil, fuerza de compresión, es mucho más elevado (el hormigón trabaja bien a compresión, siendo favorable dicha fuerza siempre que no se supere el límite de la resistencia). Además el momento último aplicado “ M_a ” es mucho menor para este caso, por lo que la diferencia entre M_a y M_u es mayor que en la nave industrial sin ampliación (ver **figura 2.53**)

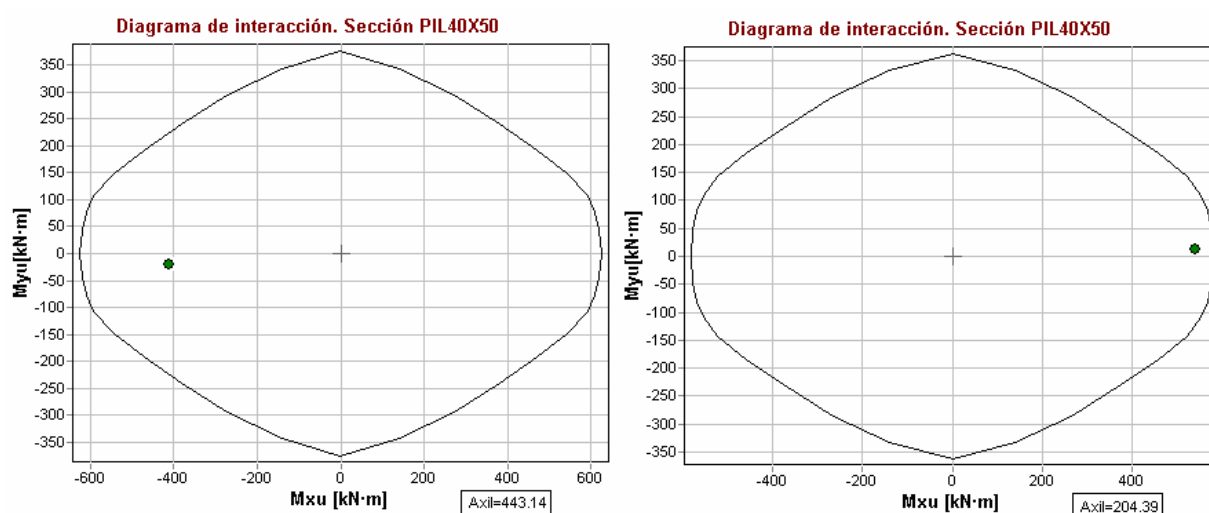


Figura 2.53. Diagrama interacción pilar AL nave con ampliación (izquierda) sin ampliación (derecha)

En los anteriores diagramas, obtenidos del programa “Dimensionamiento Pilares”, podemos observar el conjunto de valores de M_u del pilar (elipse) según el axil aplicado. Para cualquier combinación de valores M_{dx} y M_{dy} situados en el interior de la “elipse”, se verifica que el pilar resiste la acción de las fuerzas exteriores en lo que a su momento producido se refiere. El punto en el interior de la “elipse” hace referencia al valor de los momentos de cálculo aplicados en el pilar **AL** para la hipótesis de los casos estudiados, observando

que los de la nave industrial sin ampliación están más cerca del límite resistido por el pilar.

Hay que tener en cuenta también que el momento de fisuración " M_f " va estrechamente relacionado con lo indicado anteriormente, por lo que la apertura de fisura producida en el pilar **AL** en la nave con ampliación será menor que la producida sin ampliación.

- En lo que al cortante último resistido " V_{ui} " se refiere, observamos que dichos valores son los mismos en los dos casos, siendo el cortante aplicado " V_a " para la nave industrial sin ampliación aproximadamente tres veces mayor a la de la nave industrial con ampliación, debido principalmente a la fuerza que ejerce el viento. Por lo que definimos que, aunque en los dos casos la diferencia entre V_a y " V_{ui} " es importante, es más restrictiva sin ampliación.

Hay que tener en cuenta también que el desplazamiento horizontal del pilar " Δd_y " va relacionado con el momento y el cortante aplicado en el pilar, por lo que teniendo en cuenta que dichos valores son mas restrictivos para la nave sin ampliación, el resultado del desplazamiento horizontal del pilar **AL** en la nave con ampliación será menor que el producido sin ampliación.

Por lo que concluimos afirmando que las acciones producidas por las fuerzas en el pilar **AL** sin realizarse la futura ampliación son más restrictivas que las producidas en la nave con ampliación, habiéndose de utilizar dichos valores para el correcto dimensionamiento, acción que realiza el programa "Dimensionamiento Pilares"

2.2.6 CÁLCULO DE LA CIMENTACION NAVE INDUSTRIAL.

2.2.6.1 Cálculo de zapatas.

Tal y como se ha indicado en el punto **2.1.1.6** del anexo **2.1** del proyecto, la cimentación se realizará mediante zapatas aisladas rígidas, que soportarán los pilares de la construcción.

El cálculo se llevará a cabo según lo dispuesto en el documento básico SE-C “Seguridad Estructural- Cimientos” del CTE, y con la ayuda de la publicación “Cálculo de estructuras metálicas y de hormigón” de D. Luis Leiva de la Torre.

Como recomendaciones constructivas en la ejecución de las zapatas, tendremos en cuenta las siguientes:

42. Bajo las zapatas colocaremos hormigón pobre o de nivelación (resistencia $20 N/mm^2$) cuya profundidad variará para cada una, con la finalidad de llegar al terreno que, según los datos del estudio geotécnico, es el recomendable para la cimentación. ***El grueso mínimo de hormigón pobre a colocar será de 5cms.***
43. La separación máxima entre armaduras no será superior a 30cm ni inferior a 10cm. Si es necesario se agruparán por parejas en contacto.
44. No se emplearán diámetros de barras inferiores a 12mm, ni el acero será inferior al B 400 S.
45. El recubrimiento lateral de las puntas de las barras no debe ser inferior a 5cm, para asegurarse que las barras quepan en el pozo excavado con unas tolerancias normales de excavación y de corte de las barras.
46. Es recomendable modular las dimensiones horizontales en múltiplos de 25cm y los cantos de 10cm con el fin de facilitar la ejecución.
47. La cuantía geométrica mínima de las armaduras, en cada dirección, para los aceros B 500 S, es de 0,0009 kg.
48. Emplearemos recubrimientos longitudinales no menores de 3cm, ya que al realizar la zapata sobre hormigón pobre, no tenemos la obligación de

cumplir la norma del apartado 3.7.2.4.1 de la EHE-08, en que nos exige un recubrimiento mínimo de 7cm en piezas hormigonadas contra el terreno a excepción de las que se haya dispuesto hormigón de limpieza o pobre.

49. La resistencia del terreno, o tensión máxima admisible, indicada en el punto **2.1.1.6** y cuyo valor es $2.20Kg/cm^2$.

Los elementos que emplearemos en la construcción de la zapata serán:

50. Hormigón $f_{ck} = 250kg/cm^2$. Con un coeficiente de seguridad de minoración de la resistencia del hormigón $\gamma_c = 1.5$

51. Acero $f_{yk} = 5100kg/cm^2$. Con un coeficiente de seguridad de minoración de la resistencia del acero $\gamma_s = 1.15$

Hay que tener en cuenta que para realizar el cálculo de las zapatas de la nave industrial estudiaremos las acciones producidas en uno de los pilares de los pórticos centrales que estén preparados para la futura ampliación, más concretamente el pilar **AL**, verificando que la zapata elegida resista los esfuerzos de las acciones con y sin futura ampliación y aplicando la zapata calculada a todos los pilares de la construcción.

2.2.6.1.1 Acciones a considerar y dimensionamiento inicial zapata.

Calcularemos las zapatas teniendo en cuenta las mismas acciones de las hipótesis que se consideraron para la justificación del cálculo de los pilares (más desfavorables), indicadas en el punto **2.2.5.4** del anexo y cuyos valores son:

Nave sin ampliación:

$$M_a = 401.68KN \cdot m$$

$$V_a = 72.06KN$$

$$N_a(axil) = 204.39KN$$

Nave con ampliación:

$$M_a = 287.93KN \cdot m \text{ (valor absoluto)}$$

$$V_a = 27.77KN$$

$$N_a = 443.14KN$$

El primer de los pasos a realizar para el cálculo de la zapata consiste en predimensionarla, realizando a continuación una serie de comprobaciones que indicarán

si el dimensionado de la zapata elegido es correcto. Tomaremos los siguientes valores iniciales, según la **figura 2.54**:

$$a = 3.25m$$

$$b = 3.25m$$

$$h = 1.40m$$

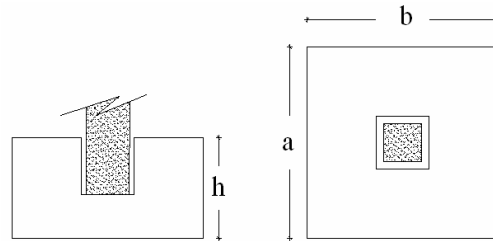


Figura 2.54. Dimensiones zapata pilar

2.2.6.1.2 Comprobación del vuelco.

El vuelco es un modo de rotura en cimentaciones que hayan de soportar cargas horizontales y momentos importantes cuando, siendo pequeño el ancho de la cimentación, el movimiento predominante sea el giro de la misma. Para poder verificar que la zapata predimensionada en el apartado anterior es suficiente para resistir el vuelco se tiene que igualar los momentos estabilizadores “ M_1 ” con aquellos que tienden a producir el vuelco de la zapata “ M_2 ”, teniendo que cumplirse la condición:

$$M_1 \geq M_2 \rightarrow (N_a + P) \cdot \frac{a}{2} \geq (M_a + V_a \cdot h) \cdot \gamma_E, \text{ siendo:}$$

$\gamma_E \rightarrow$ coeficiente de seguridad al vuelco. $\gamma_E = 1.8$ para acciones desestabilizadoras. Según tabla 2.1 del documento básico SE-C “Seguridad Estructural- Cimientos” del CTE, la cual se puede observar en el anexo 2.6.

$P \rightarrow$ Peso propio de la zapata. Teniendo en cuenta que el peso específico del hormigón es $\gamma_H = 2500 \text{ Kg} / \text{m}^3$:

$$P = \gamma_H \cdot \text{Volumen} = 2.500 \cdot 3.25 \cdot 3.25 \cdot 1.40 = 36968.75 \text{ Kg} \approx 369.69 \text{ KN}$$

Nave sin ampliación:

$$M_1 = (204.39 + 369.69) \cdot \frac{3.25}{2} = 932.88 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = (401.68 + 72.06 \cdot 1.40) \cdot 1.8 = 904.61 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_1 \leq M_2 \rightarrow 932.88 \geq 904.61 \rightarrow \text{Verificado}$$

Nave con ampliación:

$$M_1 = (443.14 + 369.69) \cdot \frac{3.25}{2} = 1320.84 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_2 = (287.93 + 27.77 \cdot 1.40) \cdot 1.8 = 588.25 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_1 \leq M_2 \rightarrow 1320.84 \geq 588.25 (\text{KN}\cdot\text{m}) \rightarrow \text{Verificado}$$

Como podemos observar en los anteriores resultados, el dimensionamiento de la zapata necesario para el pilar AL en la nave sin ampliación es mucho mayor al que realmente necesitaríamos para la nave con ampliación, por lo que a partir del próximo punto, únicamente justificaremos la zapata para las acciones de la nave industrial sin ampliación, al ser estos los más desfavorables.

2.2.6.1.3 Comprobación de la condición de zapata rígida.

Estudiaremos ahora si con las dimensiones indicadas para la zapata en el punto 2.2.6.1.1, cumple la condición de zapata rígida, es decir, que el vuelo de la zapata (ver *figura 2.55*) sea inferior a dos veces el canto:

$$\text{Vuelo} < 2 \cdot h$$

$$\text{Vuelo} = \frac{a - x}{2} = \frac{325 - 65}{2} = 130 \text{ cm}$$

$$2 \cdot h = 2 \cdot 140 = 280 \text{ cm}$$

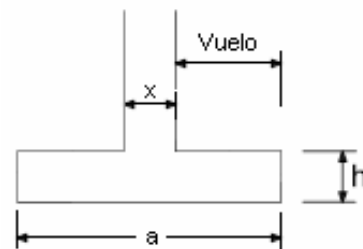


Figura 2.55. Vuelo zapata

$$\text{Vuelo} < 2 \cdot h \rightarrow 130 < 280 (\text{cm}) \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.6.1.4 Comprobación al deslizamiento.

Debido a que se dispondrán riostras de atado entre zapatas, para poder soportar el peso propio de los paneles verticales de fachada, prescindiremos de esta comprobación.

2.2.6.1.5 Comprobación al hundimiento o de la tensión admisible terreno " σ_{terreno} "

El primer paso a realizar en la verificación de que el terreno resiste los esfuerzos solicitados es el de determinar la excentricidad con que actúan los esfuerzos verticales en la zapata, clasificando así el tipo de distribución de cargas (ver **figura 2.56**) al que se asemeja nuestro caso, según si:

Caso 1. $e < \frac{a}{6} \rightarrow \sigma_1$ y σ_2 tensiones de compresión

Caso 2. $e = \frac{a}{6} \rightarrow \sigma_2 = 0$

Caso 3. $e > \frac{a}{6} \rightarrow \sigma_2$ es tensión de tracción

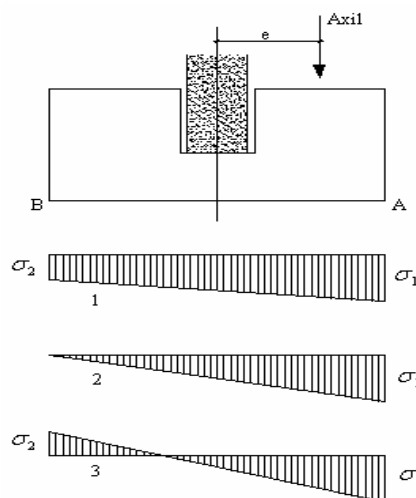


Figura 2.56. Distribución tensiones

Para el cálculo de la excentricidad tendremos en cuenta el peso de nuestra zapata, ya que tiene unas dimensiones considerables:

$$e = \frac{\Sigma \text{Momentos}}{\Sigma \text{Axiles}} = \frac{M_a + V_a \cdot h}{N_a + P} = \frac{401.68 + 72.06 \cdot 1.4}{204.39 + 369.69} = \frac{502.56}{574.08} = 0.875m$$

$$\frac{a}{6} = \frac{3.25}{6} = 0.542m$$

Como la excentricidad “e” es mayor que a/6, la distribución de tensiones es la del caso 3 (ver **figura 2.56**), siendo necesario verificar la tensión por la ley triangular.

Ley triangular: $\sigma_1 \leq 1.25 \cdot \sigma_{adm}$, siendo:

$\sigma_{adm} = 2.20 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$ tensión admisible del terreno indicada en punto **2.1.1.6**.

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot (N_a + P)}{3C \cdot b} = \frac{2 \cdot (204.39 + 369.69)}{3 \cdot 75 \cdot 325} = \frac{1148.16}{73125} \approx 0.016 \text{ KN/cm}^2 \approx 1.6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 \leq 1.25 \cdot \sigma_{adm} \rightarrow 1.6 < 2.75 (\text{kg/cm}^2) \rightarrow \text{Verificado}$$

En la siguiente figura podemos observar de forma gráfica de donde se han obtenidos los valores anteriores, teniendo en cuenta las indicaciones de la ley triangular en el cálculo de distribución de tensiones.

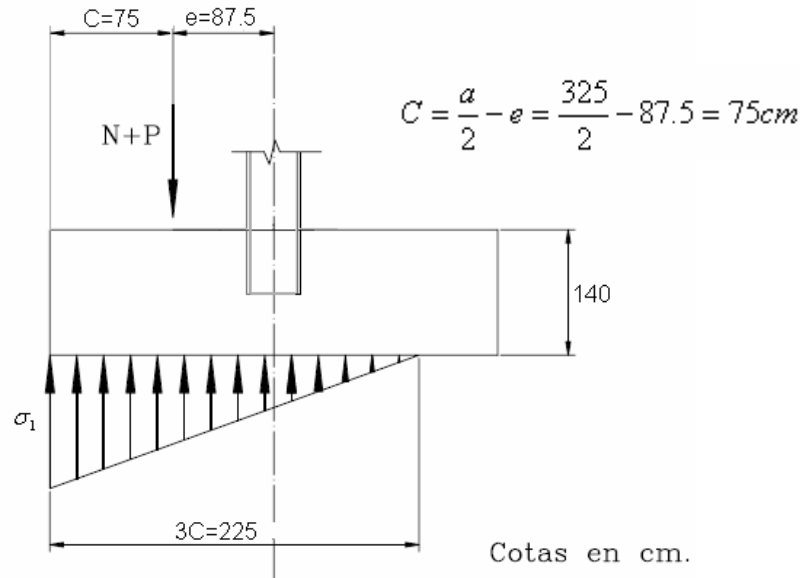


Figura 2.57. Distribución tensiones según ley triangular

2.2.6.1.6 Cálculo de la armadura principal.

Según la EHE-08 en el punto 58.2.1, en las cimentaciones de tipo rígido (verificado en el apartado **2.2.6.1.3**), la distribución de deformaciones en no lineal, y, por tanto, el método general de análisis más adecuado es el de bielas y tirantes.

Este método consiste en sustituir la estructura, por una estructura de barras articuladas que representa su comportamiento. Las barras comprimidas se denominan bielas y representan la compresión del hormigón " R_d ". Las barras traccionadas se denominan tirantes y representan las fuerzas de tracción de las armaduras " T_d ".

El primer paso a realizar para calcular la armadura principal de la zapata es el de determinar la excentricidad con que actúan los esfuerzos verticales mayorados, pudiendo aplicar así las igualdades indicadas en la publicación "Cálculo de estructuras metálicas y de hormigón" de D. Luis Leiva de la Torre según si:

Caso 1. $e_d < \frac{a}{3} \rightarrow x_1 \approx 0.3 \cdot a$; $R_{1d}' = \frac{\sigma_{1d} + \sigma_{3d}}{4} \cdot a \cdot b$, siendo:

σ_{3d} Esfuerzo de compresión del triángulo producido en el eje del pilar

Caso2. $e_d > \frac{a}{3} \rightarrow x_1 = e_d$; $R_{1d}' = N_d$

Para el cálculo de la excentricidad producida por las acciones mayoradas no se tiene que tener en cuenta el peso de la zapata, por lo que su valor será:

$$e_d = \frac{\Sigma \text{Momentos}}{N_d} = \frac{M_d + V_d \cdot h}{N_d \cdot \gamma_{aprox}} = \frac{570.39 + 102.32 \cdot 1.4}{204.39 \cdot 1.42} = \frac{713.64}{290.23} = 2.46m, \text{ siendo:}$$

$M_d \rightarrow$ Momento de cálculo producido por las acciones. Calculado en punto **2.2.5.4.2.1**

$V_d \rightarrow$ Cortante de cálculo producido por las acciones. Calculado en punto **2.2.5.4.2.2**

$\gamma_{aprox} \rightarrow$ Coeficiente de mayoración intermedio definido en punto **2.2.5.4.2.**

$$\frac{a}{3} = \frac{3.25}{6} = 1.08m$$

Como la excentricidad “e” es mayor que a/3, utilizaremos las igualdades indicadas para el caso 2, aplicando la ecuación indicada en el apartado 5.8.4.1 de la EHE-08 para cimentaciones rígidas:

$$T_d = \frac{R_{1d}'}{0.85d} (x_1 - 0.25a) = A_s \cdot f_{yd}, \text{ siendo:}$$

$d \rightarrow$ Canto útil de la zapata (ver figura 2.58) es decir, distancia desde cota apoyo del pilar a la armadura pasiva a tracción situada en la parte inferior de la zapata. Teniendo en cuenta lo indicado en el punto **2.2.6.1**, en que definimos que el recubrimiento mínimo para las armaduras será de 3cm, obtenemos:

$$d = h - (z + c) = 140 - (80 + 3) = 57cm, \text{ siendo}$$

c Recubrimiento existente en zapata

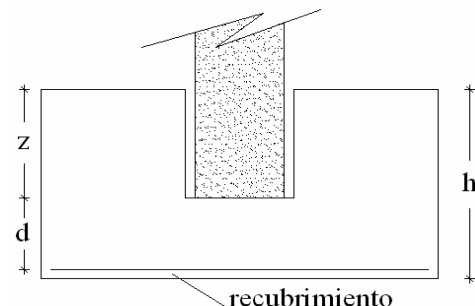


Figura 2.58. Canto útil zapata

$A_s \rightarrow$ Área de la armadura pasiva a tracción

$f_{yd} \rightarrow$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción. Su valor se

obtiene de $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{5100}{1.15} = 4434.78 \text{ kg/cm}^2 \approx 44.35 \text{ KN/cm}^2$, siendo f_{yk} y γ_s

valores definidos en punto **2.2.6.1**.

Substituyendo a la ecuación anterior los resultados de las variables obtenemos:

$$T_d = \frac{290.23}{0.85 \cdot 57} (246 - 0.25 \cdot 325) = A_s \cdot f_{yd} \rightarrow T_d = 986.9 = A_s \cdot f_{yd} \text{ (KN)}$$

$$A_s = \frac{T_d}{f_{yd}} = \frac{986.9}{44.35} = 22.25 \text{ cm}^2$$

A continuación, comprobaremos las limitaciones en cuanto a cuantías geométricas mínimas, impuestas por la EHE-08, en la tabla 42.3.5, la cual se puede observar en el artículo 42.3.5 de la comparativa de las EHE realizada o en el anexo **2.6** del proyecto. En dicha tabla nos indica que la cuantía geométrica mínima en ‰ (tanto por mil) para una zapata de cimentación es la mitad del valor indicado, es decir, 0.9 ‰ así pues, aplicando dicho valor a la ecuación de la cuantía obtenemos:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow A_s = \frac{0.9}{1000} \cdot 18525 = 16.67 \text{ cm}^2, \text{ siendo:}$$

$$A_c = a \cdot d = 325 \cdot 57 = 18525 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Área de sección útil de la zapata}$$

Siendo el resultado obtenido inferior al calculado anteriormente, por lo que utilizaremos el más restrictivo de los dos para definir la armadura de la zapata de cimentación, cuyo valor es $A_s = 22.25 \text{ cm}^2$

$$\text{Área barra de acero (12mm de diámetro)} = \frac{\pi \cdot \text{diámetro}^2}{4} = \frac{\pi \cdot 1.2^2}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación entre barras de acero} = 15 \text{ cm} \rightarrow \frac{a}{15} = \frac{325}{15} = 21.6 \approx 22 \text{ barras de acero}$$

$$\text{Área total barras de acero} = 22 \cdot 1.13 = 24.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área_barras} \geq A_s \rightarrow 24.86 \geq 22.25(\text{cm}^2) \rightarrow \text{Verificado}$$

Por lo que concluimos definiendo que se tendrá que colocar en la zapata una malla de 15x15 (cm) formada por barras de acero de diámetro 12mm.

2.2.6.1.7 Armadura del cáliz.

Para el armado del cáliz de los pozos utilizaremos el armado estándar aplicado para todas las naves industriales en la empresa Prefabricados Pujol S.A para pilares de sección 40x50. Dicho armado consta de (ver *figura 2.59*):

A1: 6 barras verticales de diámetro 20mm por cara – Total: 20 barras

A2: 4 cercos horizontales superiores diámetro 16mm (en los 24cm superiores)

A3: 6 cercos horizontales inferiores de diámetro 10mm (en los 66cm siguientes)

A4: 4 refuerzos locales bajo pilar de diámetro 12 en ambas direcciones

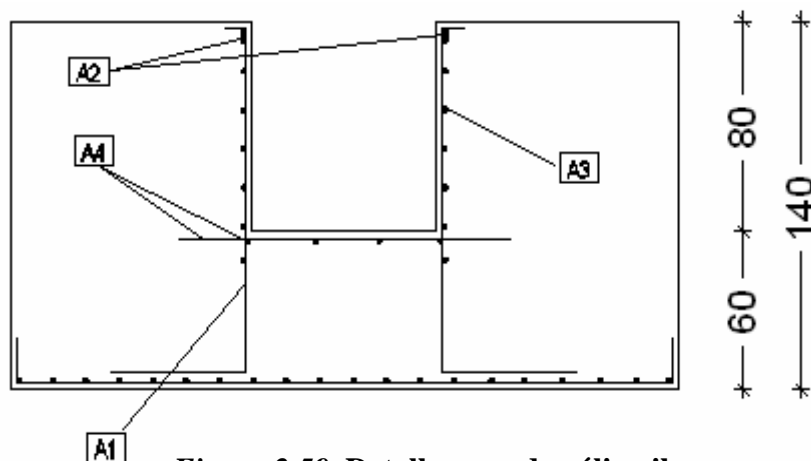


Figura 2.59. Detalle armado cáliz pilar.

2.2.6.2 Cálculo de vigas de atado “riostras de cimentación”.

En la NCSE-02 (Norma de Construcción Sismorresistente), nos indica en el punto 4.3.2, que en zonas donde la aceleración sísmica de cálculo “ a_c ” sea inferior a 0.16g, como es el caso de la localidad de Vilamalla, ya que como se ha verificado en el punto 2.2.3.2 del proyecto la $a_c = 0.115g$, podrá considerarse que la solera de hormigón constituye el elemento de atado. Aún así, será necesario realizar una viga de atado

“riostra” para poder soportar el peso de los paneles exteriores verticales que apoyan en el suelo.

Para realizar el cálculo de la viga de atado consideraremos la viga a estudio como un modelo de viga biempotrada que soporta además del peso del cerramiento, un esfuerzo axial igual a la carga sísmica transmitida en cada apoyo, tal como se indica en el punto 4.3.2 de la NCSE-02, y cuyo valor de aproximación tomaremos el más desfavorable de los calculados en el apartado **2.2.4.3.4.2** del proyecto.

Consideraremos que *debajo la riostra se verterá hormigón de nivelación (5cms)*, por lo que no estaremos sujetos a la norma del apartado 3.7.2.4.1 de la EHE-08, en que exige un recubrimiento mín. de 7cm en piezas hormigonadas contra el terreno.

2.2.6.2.1 Predimensionado de la viga.

En primer lugar, tal como se hizo con las zapatas, predimensionamos la viga, teniendo en cuenta que para que la pieza no necesite de comprobación a pandeo, deberá tener una esbeltez de:

$$b \geq \frac{l}{20} = \frac{6.75}{20} = 0.3375m, \text{ siendo:}$$

$l \rightarrow$ Longitud libre máxima (más restrictivo) entre caras de zapatas (ver **figura 2.60**)

$b \rightarrow$ Lado menor de la sección de la viga de atado “riostra”

Teniendo en cuenta la condición, las dimensiones de la viga serán (ver **figura 2.60**):

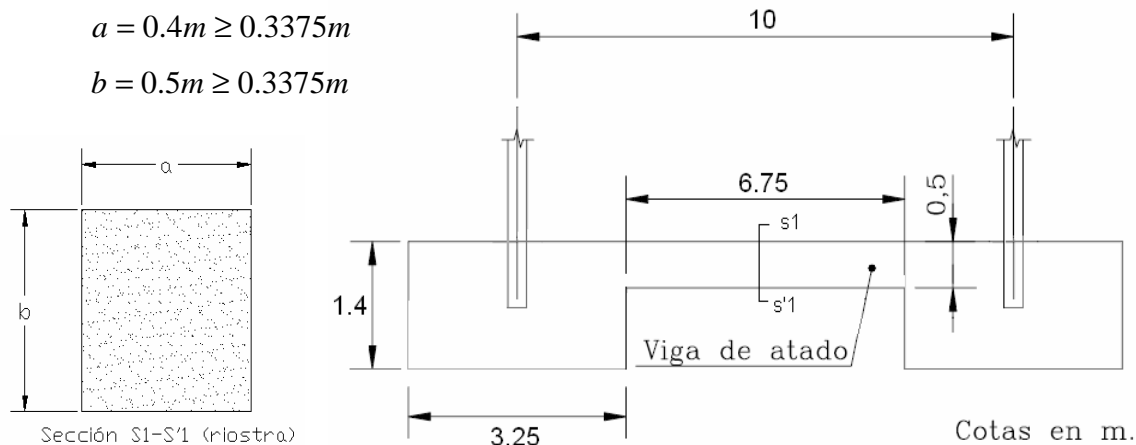


Figura 2.60. Predimensionamiento riostra (viga atado) de cimentación

2.2.6.2.2 Acciones a considerar en el cálculo de la viga.

1. Peso propio de la viga → teniendo en cuenta que el peso específico del hormigón es $\gamma_H = 2500 \text{ Kg} / \text{m}^3$ y las dimensiones del punto anterior:

$$P = \gamma_H \cdot \text{Área} = 2.500 \cdot 0.5 \cdot 0.4 = 500 \text{ Kg} / \text{m} \approx 5 \text{ KN} / \text{m}$$

2. Peso propio de los paneles exteriores de cerramiento → observando las fichas de fabricación del punto **3.2** del proyecto, para un panel de cerramiento de 2.40m de ancho y 10.41m de altura el peso propio es de 8971kg, por lo que:

$$P_{\text{panel}} = \frac{8971}{2.4} = 3737.92 \text{ Kg} / \text{m} \approx 37.38 \text{ KN} / \text{m}$$

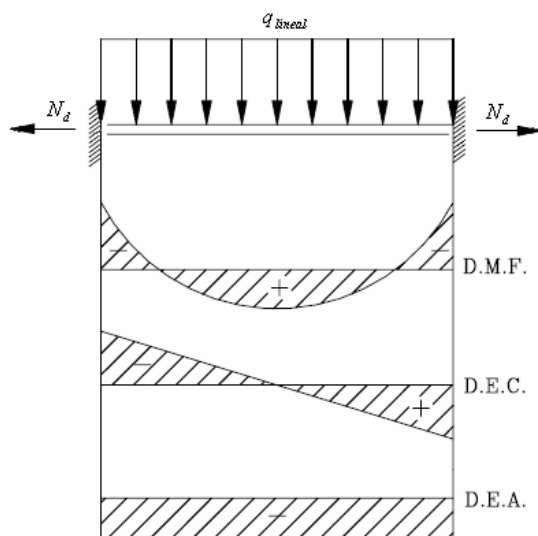
Sumando los dos valores anteriores y multiplicando el resultado por el coeficiente de mayoración de la tabla 4.1 del Documento Básico SE “Seguridad Estructural”, la cual se encuentra en el anexo **2.6** del proyecto, cuyo valor para el peso propio y acciones permanentes es de $\gamma_{\text{peso}} = 1.35$, obtenemos la carga lineal a considerar en la riostra:

$$q_{\text{lineal}} = (P_{\text{viga}} + P_{\text{panel}}) \cdot \gamma_{\text{peso}} = (5 + 37.38) \cdot 1.35 = 57.21 \text{ KN} / \text{m}$$

3. Esfuerzo producido por la acción sísmica → cuyo valor de aproximación tomaremos el más desfavorable de los calculados en el apartado **2.2.4.3.4.2** del proyecto, multiplicándolo por el coeficiente de mayoración para acciones variables $\gamma_{\text{var}} = 1.50$:

$$N_d = F_{ik_max} \cdot \gamma_{\text{var}} = 3816.97 \cdot 1.50 = 5725.45 \text{ Kg} \approx 57.25 \text{ KN}$$

El esquema del modelo tomado para el cálculo de la viga de atado de las zapatas, según lo indicado en el punto **2.2.6.2**, será el siguiente (ver **figura 2.61**):



Siendo el valor de las acciones:

$$M_d = \frac{q_{lineal} \cdot l^2}{12} = \frac{57.21 \cdot 6.75^2}{12} = -217.22 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$V_d = \frac{q_{lineal} \cdot l}{2} = \frac{57.21 \cdot 6.75}{2} = 193.08 \text{ KN}$$

$N_d = -57.25 \text{ KN}$ (con tracción, al ser más desfavorable para el cálculo).

Figura 2.61. Diagrama esfuerzos en riostra

2.2.6.2.3 Cálculo de la armadura de la riostra.

El primer de los pasos a realizar para el cálculo de la armadura de la viga de atado consiste en predimensionarla, realizando a continuación una serie de comprobaciones referentes a sus estados límite que indicarán si el dimensionado elegido es suficiente para resistir las acciones calculadas en el apartado anterior.

Consideramos que la armadura en la viga de atado, tendrá un recubrimiento de 3cm y será (ver **figura 2.62**):

A1: 5 barras longitudinales de diámetro 20mm – Total: 10 barras

A2: estribos de 4 ramas de diámetro 8mm cada 20cm.

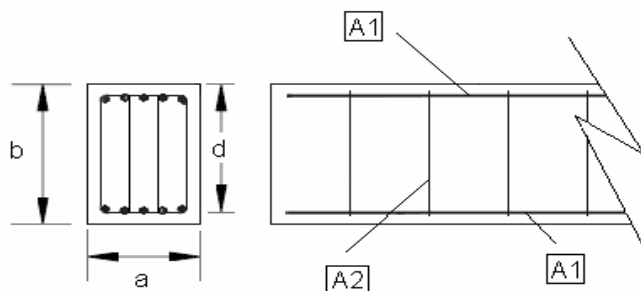


Figura 2.62. Detalle armado riostra

Para verificar que la armadura transversal y longitudinal supuesta para la viga de atado es suficiente para las solicitaciones requeridas, utilizaremos el mismo programa de cálculo que se utilizó para determinar los estados límites de la sección central de estudio de los paneles exteriores, es decir, el programa de cálculo “Prontuario informático del hormigón estructural 3.0”.

Introduciendo los valores de la armadura considerada, las características de los materiales indicadas en el punto **2.2.6.1** y el resultado del cortante mayorado aplicado " N_d " en el programa de cálculo, obtenemos los siguientes resultados en la riostra:

$$M_u = 265.2 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Momento último resistido}$$

$$V_{u1} = 900.21 \text{ KN} \rightarrow \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en alma.}$$

$$V_{u2} = 236.2 \text{ KN} \rightarrow \text{Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.}$$

$$W_k = 0.20 \text{ mm} \rightarrow \text{Apertura de fisura.}$$

A partir de los anteriores resultados obtenidos podemos verificar ya que:

$M_d = 217.22 \text{ KN}\cdot\text{m} \leq 265.2 \text{ KN}\cdot\text{m} \rightarrow \text{Verificado}$

2.2.6.2.3.1 Verificación del cortante aplicado (ELU) " V_d "

Para poder considerar la ayuda de la armadura transversal (cortante) considerada en la viga de atado para la verificación del cortante último resistido, tal y como se indica en el artículo 44.2.3.4.1 de la comparativa entre instrucciones, tenemos que cumplir en la EHE-08 las siguientes condiciones de separación máx. de armadura transversal " s_t ":

$$s_t \leq 0,60d(1 + \cot g \alpha) \text{ y } s_t \leq 450 \text{ mm} \rightarrow \text{si } \frac{1}{5}V_{u1} < V_d \leq \frac{2}{3}V_{u1}, \text{ siendo:}$$

$$V_d = 193.08 \text{ KN} ; V_{u1} = 900.21 \text{ KN} ; d = 470 \text{ mm} ; \alpha = 90^\circ \text{ (ángulo armaduras)}$$

$$s_t = 200 \text{ mm (según definido en punto 2.2.6.2.3)}$$

$$\frac{1}{5}V_{u1} < V_d \leq \frac{2}{3}V_{u1} \rightarrow 180.04 \leq 193.08 \leq 600.14 \text{ (KN)} \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 0,60d(1 + \cot g \alpha) \rightarrow s_t \leq 282 \text{ (mm)} \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

$$s_t \leq 450 \text{ (mm)} \rightarrow \underline{\text{Cumple}}$$

Por lo que concluiremos indicando que *se puede considerar la armadura de cortante* ya que la separación es menor a la permitida.

Teniendo en cuenta lo indicado en la instrucción EHE-08 en el artículo 44.2.3, es necesario verificar para una pieza con armadura de cortante:

$$V_d \leq V_{u1} \text{ y } V_d \leq V_{u2}$$

$$V_d = 193.08 \leq 236.2 \leq 900.21(KN) \rightarrow \text{Verificado}$$

2.2.6.2.3.2 Verificación momento de fisuración debido a fuerza viento (ELS) “ M_f ”.

Según la tabla 8.2.2 de la EHE-08, la cual se puede observar en el anexo 2.6 del presente proyecto, la viga de atado (riostra) está sometida a una clase general de Exposición del tipo Ila, tal y como podemos ver a continuación:

Clase General de Exposición				DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación	Tipo de proceso		
Normal	Humedad alta	Ila	Corrosión diferente de cloruros	Elementos enterrados o sumergidos	cimentaciones

Tabla 2.32. Clase general de exposición en viga de atado (Tabla 8.2.2 EHE-08)

Según la tabla 5.1.1.2 de la instrucción EHE-08, la cual se puede observar en el artículo 49.2.3 de la comparativa realizada entre las instrucciones EHE, para una pieza armada con una clase general de exposición Ila, la abertura máxima de fisura permitida “ W_{max} ” es igual a 0.3mm. Por lo que definimos:

$$W_k \leq W_{max} \rightarrow 0.2 \leq 0.3 (mm) \rightarrow \text{lo que supone } M_f \leq M_a \leq M_{f0.3} (KN \cdot m)$$

Es decir, **verificamos que existe zona fisurada y que la pieza resiste el momento de fisuración aplicado** al ser la apertura de fisura provocada inferior a la permitida.

2.2.6.2.4 Verificación de la cuantía geométrica mínima de armadura principal.

En el punto 2.2.6.2.3 hemos verificado que el predimensionado de la armadura realizado para la riostra es suficiente para resistir las acciones que actúan en ella, por lo que para poder afirmar que dicha armadura es la correcta, tendremos que verificar

finalmente que cumple las indicaciones de la EHE-08 en lo que a cuantía mínima de armadura principal se refiere.

En la tabla 42.3.5 de la EHE-08, la cual se puede observar en el artículo 42.3.5 de la comparativa de las EHE realizada o en el anexo **2.6** del proyecto nos indica que la cuantía geométrica mínima en ‰ (tanto por mil) para una viga es de 2.8‰ así pues, aplicando dicho valor a la ecuación de la cuantía obtenemos:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \rightarrow A_s = \frac{2.8}{1000} \cdot 1880 = 5.26 \text{ cm}^2, \text{ siendo:}$$

$$A_c = a \cdot d = 40 \cdot 47 = 1880 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Área de sección útil de la zapata}$$

La área de la armadura pasiva a tracción “ A_s ” considerada en el punto **2.2.6.2.3** para la cara inferior o superior de la viga de atado es:

$$A_s = \frac{\pi \cdot \text{diámetro}^2}{4} \cdot n^{\circ} \text{ barras} = \frac{\pi \cdot 2^2}{4} \cdot 5 = \pi \cdot 5 = 15.71 \text{ cm}^2$$

Debido a que el área de la armadura considerada es mayor a la que nos exige la EHE-08 por cuantía geométrica mínima, concluimos que la armadura considerada es la correcta para la realización de las vigas de atado de la cimentación.

2.2.7 RESULTADOS SEGÚN EHE-08 PROGRAMAS DE CÁLCULO.

2.2.7.1 Placas alveolares de forjado.

PROGRAMA DE LOSAS ALVEOLARES PRETENSADAS SEGÚN EHE-2008

DEFINICIÓN DE LA PLACA P30.7

Canto..... 30.00 (cm)	C.d.g. (a fibra inferior)...15.01 (cm)
Espesor alma a corte..... 34.60 (cm)	Área placa1935.72 (cm ²)
Inercia flexión..... 207957 (cm ⁴)	Momento resistido inf...13855 (cm ³)
Área pret. inferior.....10.00 (cm ²)	Recubrimiento a eje.....5.10 (cm)
Área pret. superior.....1.57 (cm ²)	Recubrimiento a eje.....3.30 (cm)
Resis.carc.H.placa..... 40.00 (N / mm ²)	Resist.carc.H. capa.....25.00 (N / mm ²)
Lim. elástico acero pret.....1675.80 (N / mm ²)	Tensión inic. pret..... 1396.50 (N / mm ²)
Ancho nominal losa.....1.20 (m)	Peso relleno senos..... 0.32 (KN / m)
Entrega(culata+1/2neop).....10.00 (cm)	Diámetro cable máximo.. 1.30 (cm)
Perímetro cont. atmosf.....2962.20 (mm)	
Recubrim. capa inf.pret.....4.50 (cm)	Rest.calc.acero capa..... 434.61 (N / mm ²)
Coeficiente retracción.....0.502 (%)	Coeficiente fluencia..... 1.301
Coef. relajación a T= inf.....9.630 (%)	
Coef. parcial seguridad hormigón:1.50	Coef. mayoración sobrecargas: 1.50
Coef. parcial seguridad acero: 1.15	Coef. mayoración cargas permanentes: 1.35

Las secciones se homogeneizan con la relación de módulos de elasticidad de hormigón y acero.

DATOS DE PARTIDA: LUCES Y CARGAS

Luz de cálculo.....12.13 (m)	Longitud total placa.....12.28 (m)
Ancho de capa..... 1.20 (m)	Espesor de Capa.....5.00 (cm)
Ancho contac. Placa-Capa.....120.00 (cm)	Recub.capa inf.pret.....4.50 (cm)
Entrega (culata+1/2neop)..... 10.00 (cm)	Diámetro cable máximo.....1.30 (cm)
Carga sección simple placa.....6.39 (KN / m)	Carga tabiq.sec.comp.....0.00 (KN / m)
Sobrecarga sección compuesta..4.80 (KN / m)	Carga pavim.sec.comp.....0.80 (KN / m)
Coeficiente carga frecuen..... 0.70	

Placa fabricada con árido calizo

RESISTENCIA AL FUEGO

Resistencia a fuego.....R30
 Canto total forjado..... 350.0 (mm) Canto necesario por fuego.....100.0 (mm)
 Recubrimiento real por fuego..51.0 (mm) Rec.necesario fuego.....30.0 (mm)

Cumple fuego por EHE-2008

Recubrimiento necesario por fuego según Eurocódigo.....19.0 (mm)

Cumple fuego por eurocódigo EN 1168:2005

CLASE DE EXPOSICIÓN

Ambiente tipo: I (50 años de vida útil)

Recubrimiento necesario según ambiente....15.0 (mm) Recubrimiento placa....40.0 (mm)

Cumple recubrimiento por ambiente

Máxima relación A/C.....0.60 Mínimo contenido cemento.....275 (kg / m³)
 Tipo cemento: CEM I Fisura admisible (mm).....0.2 (mm)

CARACTERÍSTICAS RESISTENTES VIGA+LOSA (cm / cm⁴)

C.d G. borde sup. Sección bruta.....16.33 Inercia sección bruta.....333078
 C.d G. Sección homg. carg.perm.....16.76 Inercia sec.homg.carg.perm...350056
 C.d G. Sección homg.sobrecarga.....16.52 Inercia sec.homg.sobrecarg....340498

MOMENTOS FLECTORES (sin mayorar) Y CORTANTES mayorados

Momento p. propio placa + capa.....97.850 (KN·m) Momento pavimento...14.71 (KN·m)
 Momento sobrecarga de uso.....73.57 (KN·m)
 Corte total mayorado (V_{rd}).....101.757 (KN)

PÉRDIDAS PRETENSADO (N / mm²)

Penetración cuñas..... 4.032
 Acortamiento elástico..... 84.338 Total diferida(Ret+Flu+Rel).....223.797
 Tensión inicial armadura... 1308.130 Tensión final armadura.....1084.333

HISTORIA TENSIONAL LOSA ALVEOLAR (N/mm^2)

Tensión pret. final sup.....0.266	Tensión pret. final inf.....12.849
Tensión p.propio placa sup.....5.786	Tensión p.propio placa inf.....-5.524
Tensión p.propio capa sup..... 2.305	Tensión p.propio capa inf.....-2.201
Tensión carga perm. sup.....0.581	Tensión carga perm. inf.....-0.901
Tensión sobrecarga sup.....2.927	Tensión sobrecarga inf.....-4.696
Tensión final suma capa sup.....5.026	Tensión final suma capa inf.....3.508
Tensión final suma placa sup....11.865	Tensión final suma placa inf....-4.74
Tens.carga frecuen.capa sup.....3.767	Tens.carga frecuen.capa inf.....2.630
Tens.carga frecuen.placa sup.....10.974	Tens.carga frecuen.placa inf.....292

ESFUERZOS ÚLTIMOS (por m. de ancho) ($M = KN \cdot m$) ($V = KN$)

Momento rotura + sección.....333.455	Momento necesario.....262.3
Momento rotura negativo.....-76.041	
Corte actuante equiv. ($M_d < M_f$).. 84.00	Corte resistido en ($M_a \leq M_f$)..179.465
Corte que es preciso anclar..... 84.798	Corte anclado por arm.prete.....169.528
Entrega con la que se calcula el corte resistido y anclado.....10.000 (cm)	
Corte resistido con 100% pretensado.....261.534	
Entrega mínima 100% pretensado.....64.694 (cm)	
Entrega necesaria para anclar el corte actuante.....4.908 (cm)	
Si hay cargas en sección simple, cortante multiplicado por..... 1.130	
Corte resistido en ($M_a > M_f$)..... 130.025	
Entrega necesaria para poder considerar ese cortante en apoyo....7.601	
Corte actua may. rasante.....86.50	Rasante resistido.....146.034
Entrega necesaria para poder considerar ese rasante.....8.348 (cm)	

MOMENTOS DE FISURACIÓN POSITIVOS (por metro de ancho en $KN \cdot m$) (Supuesto todos los momentos actúan en sección compuesta)

Momento ambiente III Desco.....188.670	M.ambiente IIa-IIb Arm. sin trac.....213.989
M. ambiente I fisuración 0.2mm.....282.388	M.ambiente por compresión..... 573.469
M. ambiente tracción control. f_{ctk}235.805	

Si hay momentos en sección simple (sin apeo) multiplicarlos por: 1.244

MOMENTOS DE FISURACIÓN NEGATIVOS (por m de ancho en $KN \cdot m$) (Supuesto no existe momento en sección simple)

Momento descomp. placa sup.....-6.238	M. fisur. Branson capa sup.....-59.195
Momento por compresión.....-164.939	

Si hay momentos en sección simple multiplicarlos por: 2.079

Vuelo máximo fabricación.....	5.396 (m)
Módulo deformación.....	100932.097 (KN / m ²)
Perdidas de pretensado.....	22.354 (%)

ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PREVISIBLES (Flechas (+) y contraflechas (-) en mm)

Al llegar a obra la contraflecha.....	-21.5
Al hormigonar la capa de compresión.....	-14.6
Al echar la carga de tabaquería.....	-14.6
Al echar la carga de pavimento.....	-12.4
A tiempo infinito sin sobrecarga.....	-14.0
A tiempo infinito con sobrecarga.....	-3.2

Estos valores solo pueden ser considerados como estimativos pues dependen de factores variables no conocidos por el programa.

NO existen tabiques rígidos para flecha

Flecha total admisible: MIN(L/250,L/500+10mm).....	34.3 (mm)
Flecha total real.....	18.3 (mm)

Cumple flecha total

2.2.7.2 Jácena Peraltada armada B-36.

PROGRAMA CUBIERTAS SEGÚN EHE-2008

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Tipo de jácena: Peraltada armada

Geometría longitudinal:

LONGITUD TOTAL.....	19.08 (m)
LUZ DE CÁLCULO.....	18.83 (m)
POSICIÓN APOYO IZQUIERDO.....	0.125 (m)
POSICIÓN APOYO DERECHO.....	18.955 (m)
POSICIÓN GANCHO IZQUIERDO.....	4.79 (m)
POSICIÓN GANCHO DERECHO.....	14.29 (m)

Geometría transversal:

SECCIÓN EXTREMO IZQUIERDO

Canto.....64.60 (cm)

Área.....0.1736 (m^2)

Inercia.....0.720E-02 (m^4)

SECCIÓN EXTREMO DERECHO

Canto.....64.60 (cm)

Área.....0.1736 (m^2)

Inercia.....0.720E-02 (m^4)

SECCIÓN CANTO MÁXIMO

Canto.....160.00 (cm)

Área.....0.1952 (m^2)

Inercia.....0.640E-01 (m^4)

CARACTERÍSTICAS MATERIALES

f_{ck} (MPa)30.00

f_{yk} (MPa)500.00

COEFICIENTES SEGURIDAD

Coef. Min. Hormigón.....1.35

Coef. Min. Acero.....1.10

Coef. May. cargas permanentes...1.35

Coef. May. cargas variables.....1.50

BASES DE CÁLCULO

Ambiente.....I- (sin clase)

Vida útil..... 50 años

Resistencia al fuego.....R0

Zona Viento..... C-4

Zona Nieve2 (45m de altura)

CARGAS CONSIDERADAS

Peso hormigón.....25.00 (KN / m^3)

Sobrecarga permanente.....0.44 (KN / m^2)

Sobrecarga variable (nieve)..... 0.40 (KN / m^2)

Sobrecarga variable (viento).....0.00 (KN / m^2) * Jácena doble pendiente.

Sobrecarga mantenimiento.....0.40 (KN / m^2)

Intereje entre pórticos..... 10.00 (m)

Tipo vigueta e itereje.....VP-26 separadas 1.80 (m)

Cargas puntuales permanentes:

1. posición [m] y magnitud [kN].....0.700 y 33.300

2. posición [m] y magnitud [kN].....9.540 y 5.400

ESFUERZOS RESISTIDOS

Momento en centro luz (mayorado).....	838.32 (KN·m)
Momento en centro luz (sin mayorar).....	708.21 (KN·m)
Cortante agotamiento compresión alma en centro luz.....	818.4 (KN)
Cortante agotamiento tracción alma en centro luz.....	284.7 (KN)

ESFUERZOS DE CÁLCULO

Dimensionamiento (mayorados)

Momento sobre apoyo izquierdo.....	-0.15 (KN·m)
Momento sobre apoyo derecho.....	-0.15 (KN·m)
Momento en centro luz.....	838.32 (KN·m)
Cortante sobre apoyo izquierdo.....	181.23 (KN)
Cortante sobre apoyo derecho.....	217.78 (KN)
Cortante en centro luz.....	47.28 (KN)

Comprobación (sin mayorar)

Momento sobre apoyo izquierdo.....	-0.10 (KN·m)
Momento sobre apoyo derecho.....	-0.10 (KN·m)
Momento en centro luz.....	599.32 (KN·m)

Izado y transporte

Momento sobre gancho izquierdo (ELU).....	-70.02 (KN / m)
Momento sobre gancho derecho (ELU).....	-70.02 (KN / m)
Momento sobre gancho izquierdo (ELS).....	-51.87 (KN / m)
Momento sobre gancho derecho (ELS).....	-51.87 (KN / m)

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN ARMADURA LONGITUDINAL

Armadura inferior

La armadura longitudinal inferior viene determinada por el ELU de flexocompresión.
La fisuración no excede el valor máximo admisible

Apertura máxima de fisura admisible.....	0.30 (mm)
Máxima apertura de fisura detectada.....	0.00 (mm)

Armadura superior

La armadura longitudinal superior viene determinada por el ELU de flexocompresión. La fisuración no excede el valor máximo admisible

Apertura máxima de fisura admisible..... 0.30 (mm)

Máxima apertura de fisura detectada.....0.00 (mm)

La armadura longitudinal superior para izado y transporte viene determinada por el ELU de flexocompresión. La fisuración no excede el valor máximo admisible

Apertura máxima de fisura admisible..... 0.30 (mm)

Máxima apertura de fisura detectada.....0.00 (mm)

Armadura longitudinal resultante:

- * Cuatro barras en el paramento superior de diámetro 12 mm, en toda la longitud
- * Dos barras en el paramento inferior de diámetro 16 mm, en toda la longitud
- * Una barras en el paramento inferior de diámetro 25 mm, en toda la longitud
- * Una barra en el paramento inferior de diámetro 25 mm, de longitud 1720 cm empezando a 95 cm del extremo izquierdo

COMPROBACIÓN DE FLECHAS (+ hacia abajo, - hacia arriba)

Flecha máxima inicial (todas las cargas).....8.03 (mm)

Flecha máxima a tiempo infinito (todas las cargas).....15.25 (mm)

Flecha máxima admisible (+-).....47.66 (mm)

DIMENSIONAMIENTO ARMADURA TRANSVERSAL EN ALMA

Cercos de cortante

Mitad izquierda

Cercos de diámetro 8 mm, separados 5 cm, en una longitud de 45 cm

Cercos de diámetro 8 mm, separados 20 cm, en una longitud de 60 cm

Cercos de diámetro 6 mm, separados 20 cm, en una longitud de 180 cm

Cercos de diámetro 6 mm, separados 24 cm, hasta el centro de la pieza

Mitad derecha (empieza en extremo derecho y recorre las zonas hacia centro pieza)

Cercos de diámetro 8 mm, separados 5 cm, en una longitud de 45 cm

Cercos de diámetro 8 mm, separados 20 cm, en una longitud de 60 cm

Cercos de diámetro 6 mm, separados 20 cm, en una longitud de 180 cm

Cercos de diámetro 6 mm, separados 24 cm, hasta el centro de la pieza

2.2.7.3 Pilares prefabricados.

PROGRAMA DIMENSIONAMIENTO PILARES SEGÚN EHE-2008

REACCIONES PARA DIMENSIONAMIENTO CIMENTACIONES(no mayoradas)

Valores procedentes de:

Combinaciones de acciones para ELS (SIN MAYORAR), en Hipótesis 1 a 13

Combinaciones de acciones sísmicas, en Hipótesis 14 a 17

Hipótesis de carga consideradas:

1. carga permanente + sobrecarga
2. carga permanente + viento según X+
3. carga permanente + viento según X-
4. carga permanente + viento según Y+
5. carga permanente + viento según Y-
6. carga permanente + 0.6 * viento según X+ + sobrecarga
7. carga permanente + 0.6 * viento según X- + sobrecarga
8. carga permanente + 0.6 * viento según Y+ + sobrecarga
9. carga permanente + 0.6 * viento según Y- + sobrecarga
10. carga permanente + viento según X+ + 0.7 * sobrecarga
11. carga permanente + viento según X- + 0.7 * sobrecarga
12. carga permanente + viento según Y+ + 0.7 * sobrecarga
13. carga permanente + viento según Y- + 0.7 * sobrecarga
14. carga permanente + sismo X + 0.60 * sobrecarga
15. carga permanente - sismo X + 0.60 * sobrecarga
16. carga permanente + sismo Y + 0.60 * sobrecarga
17. carga permanente - sismo Y + 0.60 * sobrecarga

Nota 1: la sobrecarga incluye la acción de puente grúa, si existe, en las hipótesis 1,6,7,8,9,10,11,12 y 13

Nota 2: la acción sísmica es de carácter accidental, por lo tanto se pueden utilizar los parámetros de resistencia del suelo bajo condiciones estáticas sin drenaje (Eurocódigo 8, Parte 5)

Nota 3: las reacciones están dadas en coordenadas locales de cada pilar, de manera que se pueden usar directamente en el dimensionamiento de las cimentaciones.

2.2.7.3.1 Reacciones pilares con futura ampliación

Pilar Referencia **BA**, Sección (x·y): 40x40.

Hip. Axil[kN] Momt.x[kNm] Momt.y[kNm] Cort.x[kN] Cort.y[kN]

1	251.72	120.92	-14.67	1.95	-9.85
2	74.03	2.57	-151.95	-29.16	-0.28
3	72.03	2.59	96.47	16.24	-0.28
4	73.43	38.71	-0.20	0.10	-4.39
5	73.43	-33.55	-0.12	0.10	3.83
6	252.49	120.92	-106.38	-19.45	-9.85
7	251.28	120.93	71.31	11.65	-9.85
8	252.13	142.95	-14.67	1.95	-12.34
9	252.13	-137.77	-14.62	1.96	11.80
10	248.83	120.91	-166.98	-31.13	-9.86
11	246.82	120.93	110.26	18.12	-9.86
12	248.22	157.45	-14.45	1.97	-13.99
13	248.22	-152.28	-14.37	1.98	13.45
14	70.27	2.67	-116.53	-13.09	-0.29
15	75.59	2.55	115.45	13.17	-0.27
16	72.91	241.45	-0.51	0.06	-27.31
17	72.93	-236.23	-0.67	0.04	26.76

Pilar Referencia **AY**, Sección (x·y): 40x40.

Hip. Axil[kN] Momt.x[kNm] Momt.y[kNm] Cort.x[kN] Cort.y[kN]

1	408.71	2.03	31.44	-3.61	-0.06
2	355.57	1.92	-118.60	-30.82	-0.01
3	357.00	1.99	108.50	9.24	-0.02
4	356.47	32.97	33.28	-3.36	-2.98
5	355.95	-29.09	30.38	-3.64	2.96
6	408.14	2.01	-59.83	-19.97	-0.05
7	409.00	2.05	77.92	4.02	-0.06
8	408.68	20.96	32.30	-3.53	-1.84
9	408.38	-16.92	30.50	-3.69	1.73
10	392.11	1.97	-120.03	-30.87	-0.04
11	393.54	2.04	108.79	9.15	-0.05
12	393.00	33.40	33.00	-3.44	-3.02
13	392.49	-29.42	30.03	-3.72	2.93
14	356.77	2.12	-217.60	-26.93	-0.02
15	356.18	1.91	275.24	19.19	0.00
16	354.03	208.11	27.07	-4.04	-19.33
17	358.93	-203.95	30.65	-3.72	19.22

Pilar Referencia **AT**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	910.81	87.64	26.53	26.33	-23.02
2	665.14	10.53	-76.59	-0.80	-14.72
3	664.90	25.25	58.34	20.57	-19.82
4	665.04	96.47	25.76	15.63	-30.26
5	665.52	-65.24	-3.76	10.87	-0.90
6	910.91	81.73	-41.34	17.76	-20.96
7	910.77	90.65	55.07	30.59	-24.04
8	910.85	134.19	35.12	27.63	-30.34
9	911.14	-99.36	17.01	24.77	-12.63
10	861.97	77.84	-79.20	8.48	-19.56
11	861.74	92.66	71.45	29.86	-24.69
12	861.88	164.82	38.39	24.92	-35.17
13	862.36	-133.69	8.42	20.15	-5.71
14	756.98	33.31	-487.63	-69.21	-23.51
15	760.08	6.46	518.89	108.60	-12.35
16	760.94	595.73	0.80	18.59	-121.65
17	756.10	-556.02	30.47	20.82	85.86

Pilar Referencia **AZ**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	812.89	-13.98	26.40	37.59	14.65
2	644.02	-18.99	-59.78	7.39	16.18
3	645.29	-11.79	56.66	32.34	14.34
4	644.63	27.71	6.06	22.46	9.33
5	644.37	-60.49	29.23	26.26	22.50
6	812.39	-16.89	-20.43	27.55	15.41
7	813.16	-12.52	50.79	42.51	14.30
8	812.76	11.62	19.81	36.58	11.32
9	812.61	-42.23	33.98	38.86	19.17
10	761.65	-18.87	-54.07	16.81	15.99
11	762.93	-11.62	63.94	41.76	14.15
12	762.27	28.39	12.62	31.87	9.17
13	762.01	-60.89	36.10	35.67	22.27
14	739.00	-6.41	-364.99	-37.98	11.32
15	737.92	-20.33	411.26	101.15	16.71
16	739.67	289.51	30.15	31.95	-38.84
17	737.26	-316.28	16.13	31.20	66.92

Pilar Referencia **BC**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	263.08	-118.36	14.42	-2.01	9.62
2	79.81	-0.01	-127.04	-20.99	0.02
3	80.26	-0.05	198.04	37.34	0.03
4	80.46	50.22	0.63	-0.07	-5.67
5	80.46	-50.28	0.51	-0.08	5.72
6	262.97	-118.34	-90.34	-14.56	9.62
7	263.26	-118.37	133.86	24.28	9.62

8	263.37	148.77	14.46	-2.00	-12.97
9	263.37	-148.82	14.38	-2.01	13.04
10	257.48	-118.34	-141.52	-22.92	9.61
11	257.95	-118.38	212.98	39.25	9.62
12	258.14	168.92	14.46	-2.00	-15.26
13	258.14	-168.97	14.33	-2.01	15.32
14	79.83	-0.06	-79.14	-9.06	0.03
15	80.15	0.00	80.16	8.89	0.02
16	79.98	110.03	0.46	-0.09	-12.38
17	79.99	-110.09	0.56	-0.08	12.43

Pilar Referencia **AE**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	78.30	0.54	0.16	0.02	-0.15
2	65.77	0.38	-88.58	-14.88	-0.10
3	64.55	0.33	152.81	29.14	-0.10
4	65.44	40.91	-1.30	-0.14	-4.32
5	64.54	-40.21	1.59	0.17	4.12
6	78.58	0.55	-53.48	-8.93	-0.15
7	77.84	0.53	92.38	17.49	-0.15
8	78.38	25.13	-0.73	-0.08	-2.69
9	77.84	-24.06	1.06	0.11	2.39
10	74.87	0.51	-89.04	-14.89	-0.14
11	73.64	0.46	153.53	29.14	-0.13
12	74.54	41.34	-1.32	-0.14	-4.36
13	73.63	-40.38	1.64	0.17	4.09
14	65.29	0.31	-98.68	-10.21	-0.10
15	65.33	0.36	99.00	10.24	-0.10
16	65.86	92.55	1.35	0.14	-9.63
17	64.75	-91.88	-1.03	-0.11	9.45

Pilar Referencia **BB**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	149.68	68.57	7.56	-1.04	-5.16
2	58.92	0.79	-52.57	-8.73	-0.25
3	58.85	0.74	82.72	15.32	-0.25
4	58.29	56.83	-1.79	-0.35	-10.71
5	59.97	-68.11	2.99	0.20	17.00
6	149.69	68.58	-38.30	-6.24	-5.17
7	149.65	68.55	57.12	10.12	-5.16
8	149.32	102.51	-7.69	-1.21	-11.46
9	150.32	-107.91	9.04	1.04	14.80
10	147.23	68.48	-59.63	-9.70	-5.13
11	147.15	68.42	89.99	16.28	-5.12
12	146.60	124.88	-8.67	-1.32	-15.61
13	148.27	-135.63	9.98	1.16	21.74
14	58.80	0.72	-80.28	-9.31	-0.25
15	58.97	0.78	81.45	9.16	-0.25
16	59.65	111.05	2.64	0.16	-12.84
17	58.13	-109.57	-1.48	-0.31	12.35

Pilar Referencia **AG**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	72.45	-0.28	0.16	0.02	0.11
2	61.31	-0.18	-78.01	-13.14	0.07
3	60.72	-0.23	131.53	25.31	0.08
4	61.58	40.67	-0.23	-0.02	-4.26
5	60.28	-41.10	0.53	0.06	4.41
6	72.59	-0.26	-47.04	-7.88	0.11
7	72.23	-0.30	79.45	15.19	0.11
8	72.74	24.51	-0.08	-0.01	-2.50
9	71.97	-25.08	0.40	0.04	2.72
10	69.27	-0.23	-78.36	-13.14	0.09
11	68.68	-0.28	132.07	25.31	0.10
12	69.53	40.92	-0.24	-0.03	-4.25
13	68.24	-41.46	0.55	0.06	4.45
14	61.55	-0.22	-171.83	-18.15	0.08
15	60.63	-0.17	172.11	18.19	0.07
16	60.16	95.32	0.57	0.06	-10.03
17	62.02	-95.69	-0.23	-0.02	10.16

Pilar Referencia **AN**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	266.67	73.90	7.84	1.05	-7.23
2	143.22	4.17	-20.54	-2.35	-1.60
3	143.22	4.17	16.75	1.89	-1.60
4	143.22	187.29	4.10	0.45	-30.65
5	143.22	-203.54	-0.65	-0.09	40.74
6	266.67	73.90	-19.75	-2.42	-7.23
7	266.67	73.90	17.07	2.08	-7.23
8	266.67	185.36	9.24	1.21	-24.71
9	266.67	-187.18	-7.46	-1.04	27.81
10	254.39	73.20	-28.50	-3.41	-6.98
11	254.39	73.20	23.35	2.80	-6.98
12	254.39	258.17	10.42	1.34	-36.08
13	254.39	-271.22	-8.19	-1.12	45.01
14	143.22	4.08	-236.97	-26.69	-1.59
15	143.22	4.08	239.60	26.96	-1.59
16	143.22	168.76	-2.76	-0.32	-20.53
17	143.22	-160.61	5.39	0.59	17.34

Pilar Referencia **AN**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	266.66	73.90	7.33	1.01	-7.23
2	143.22	4.17	-15.79	-1.80	-1.60
3	143.22	4.17	20.28	2.31	-1.60
4	143.22	187.29	-0.71	-0.08	-30.65
5	143.22	-203.54	1.99	0.23	40.74
6	266.66	73.90	-16.60	-2.05	-7.23
7	266.66	73.90	19.42	2.36	-7.23

8	266.66	185.36	-7.29	-1.00	-24.71
9	266.66	-187.18	8.15	1.10	27.81
10	254.39	73.20	-23.16	-2.79	-6.98
11	254.39	73.20	27.38	3.27	-6.98
12	254.39	258.17	-7.78	-1.06	-36.08
13	254.39	-271.22	8.75	1.17	45.01
14	143.22	4.08	-187.64	-21.12	-1.59
15	143.22	4.08	188.79	21.25	-1.59
16	143.22	168.76	0.98	0.11	-20.53
17	143.22	-160.61	0.17	0.02	17.34

Pilar Referencia **AN**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	266.66	74.14	7.52	1.03	-7.26
2	142.84	4.29	-38.63	-4.40	-1.62
3	143.84	4.45	59.07	6.72	-1.64
4	143.10	170.31	-6.80	-0.77	-28.69
5	143.35	-186.25	8.01	0.91	38.75
6	266.43	74.10	-30.15	-3.56	-7.25
7	267.04	74.20	43.11	5.01	-7.27
8	266.58	174.93	-10.81	-1.40	-23.52
9	266.74	-176.29	12.09	1.54	26.57
10	254.00	73.36	-45.91	-5.35	-7.00
11	255.01	73.53	66.56	7.67	-7.02
12	254.26	240.79	-13.81	-1.74	-34.09
13	254.52	-253.44	15.06	1.88	42.98
14	143.01	4.30	-168.10	-18.93	-1.62
15	143.44	4.21	169.27	19.05	-1.61
16	143.33	183.88	6.05	0.68	-22.26
17	143.12	-175.37	-4.88	-0.55	19.04

Pilar Referencia **AJ**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	862.01	111.12	-40.59	-30.59	-26.75
2	585.09	51.35	-104.94	-29.35	-24.63
3	584.03	34.91	27.81	-10.91	-19.56
4	584.35	141.00	-3.99	-14.81	-36.68
5	584.45	-77.32	-33.62	-19.74	3.52
6	862.43	117.72	-93.86	-37.98	-28.79
7	861.79	107.75	-12.47	-26.89	-25.73
8	861.98	172.56	-31.98	-29.24	-36.02
9	862.04	-95.54	-50.15	-32.20	-11.88
10	804.18	121.10	-124.07	-39.13	-29.93
11	803.11	104.55	24.45	-20.65	-24.85
12	803.43	211.98	-21.61	-24.57	-41.98
13	803.54	-143.81	-51.70	-29.50	-1.76
14	679.08	24.82	-536.54	-120.64	-14.40
15	676.76	53.21	484.52	74.22	-25.42
16	678.07	599.50	-41.37	-24.87	-128.21
17	677.77	-521.52	-10.60	-21.54	88.41

Pilar Referencia **AM**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	459.33	127.07	-15.27	-2.07	-10.25
2	219.45	4.50	-76.64	-8.47	-0.64
3	218.62	4.47	48.48	5.37	-0.64
4	218.89	98.86	0.55	0.07	-11.29
5	218.89	-89.89	0.57	0.07	10.02
6	459.67	127.08	-62.52	-7.13	-10.25
7	459.17	127.06	41.75	4.93	-10.25
8	459.33	184.50	-15.19	-2.06	-16.59
9	459.33	-175.27	-15.18	-2.06	15.26
10	437.27	127.05	-92.92	-10.47	-10.24
11	436.44	127.02	61.67	7.12	-10.24
12	436.71	222.34	-14.55	-1.99	-20.84
13	436.71	-213.19	-14.53	-1.99	19.52
14	220.66	4.67	-253.27	-27.40	-0.66
15	217.16	4.91	251.69	27.30	-0.68
16	218.91	426.35	-0.76	-0.07	-48.00
17	218.91	-416.77	-0.76	-0.07	46.66

Pilar Referencia **AL**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	466.69	122.47	-14.14	-1.97	-9.75
2	223.14	0.01	-27.02	-2.99	-0.14
3	223.14	0.01	21.74	2.38	-0.14
4	223.14	163.87	0.20	0.01	-18.60
5	223.14	-163.86	0.21	0.01	18.33
6	466.69	122.47	-31.21	-3.79	-9.75
7	466.69	122.47	26.96	3.31	-9.75
8	466.69	222.18	-14.12	-1.97	-20.73
9	466.69	-222.16	-14.12	-1.97	20.40
10	443.14	122.47	-42.03	-4.98	-9.74
11	443.14	122.47	35.86	4.28	-9.74
12	443.14	287.95	-13.94	-1.95	-28.09
13	443.14	-287.93	-13.93	-1.95	27.77
14	223.14	0.00	-198.57	-21.48	-0.14
15	223.14	0.00	198.13	21.40	-0.14
16	223.14	164.00	-0.20	-0.04	-18.53
17	223.14	-164.00	-0.20	-0.04	18.25

Pilar Referencia **AL**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	466.69	122.47	13.79	1.92	-9.75
2	223.14	0.01	-25.23	-2.78	-0.14
3	223.14	0.01	33.02	3.64	-0.14
4	223.14	163.87	0.18	0.02	-18.60
5	223.14	-163.86	0.18	0.02	18.33
6	466.69	122.47	-29.69	-3.61	-9.75
7	466.69	122.47	34.36	4.11	-9.75

8	466.69	222.18	13.80	1.92	-20.73
9	466.69	-222.16	13.80	1.92	20.40
10	443.14	122.47	-39.91	-4.73	-9.74
11	443.14	122.47	47.68	5.57	-9.74
12	443.14	287.95	13.84	1.93	-28.09
13	443.14	-287.93	13.85	1.93	27.77
14	223.14	0.00	-177.73	-19.21	-0.14
15	223.14	0.00	177.85	19.22	-0.14
16	223.14	164.00	0.07	0.01	-18.53
17	223.14	-164.00	0.06	0.01	18.25

Pilar Referencia **AL**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	466.69	122.69	14.16	1.96	-9.77
2	222.64	0.14	-63.70	-7.00	-0.15
3	223.96	0.22	96.36	10.58	-0.16
4	223.14	144.88	0.37	0.04	-16.45
5	223.14	-144.52	0.39	0.04	16.13
6	466.39	122.67	-52.62	-6.04	-9.77
7	467.17	122.72	72.91	8.19	-9.78
8	466.69	210.52	14.16	1.96	-19.43
9	466.69	-210.06	14.17	1.96	19.05
10	442.64	122.64	-78.39	-8.85	-9.76
11	443.95	122.72	111.48	12.39	-9.77
12	443.13	268.55	14.15	1.96	-25.92
13	443.13	-268.12	14.17	1.96	25.56
14	223.02	0.24	-162.69	-17.59	-0.16
15	223.25	0.11	163.41	17.66	-0.15
16	223.14	179.06	0.37	0.04	-20.21
17	223.14	-178.71	0.36	0.04	19.90

Pilar Referencia **AP**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	594.36	-7.65	-38.35	-29.81	15.58
2	441.25	-4.24	-91.98	-25.12	14.60
3	441.25	-11.23	12.31	-14.23	16.24
4	441.25	47.44	-34.28	-19.55	7.99
5	441.25	-71.50	-10.40	-14.91	26.03
6	594.36	-4.82	-80.48	-34.38	14.90
7	594.36	-9.07	-16.61	-27.87	15.89
8	594.36	26.81	-45.15	-31.06	10.95
9	594.36	-45.88	-30.56	-28.27	21.74
10	548.43	-3.33	-103.57	-33.74	14.49
11	548.43	-10.38	2.23	-22.88	16.14
12	548.43	49.07	-45.05	-28.20	7.90
13	548.43	-71.41	-20.86	-23.55	25.91
14	533.12	-15.85	-409.43	-85.85	17.95
15	533.12	-2.36	348.07	37.04	12.77
16	533.12	282.71	-23.31	-23.57	-40.12
17	533.12	-300.93	-38.06	-25.27	70.84

2.2.7.3.2 Reacciones pilares sin futura ampliación

Pilar Referencia **BA**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]

1	148.74	-81.26	-9.31	-1.10	6.58
2	57.58	-16.81	-79.42	-14.97	2.10
3	57.59	-9.23	47.61	8.14	1.23
4	58.41	75.42	-4.73	-0.42	-17.50
5	57.18	-91.55	1.04	0.24	15.21
6	148.74	-84.21	-56.20	-10.04	6.92
7	148.74	-79.63	34.20	5.75	6.40
8	149.24	106.53	-11.18	-1.31	-14.47
9	148.50	-129.60	-7.62	1.01	14.83
10	146.15	-85.59	-87.10	-15.98	7.07
11	146.16	-77.97	54.18	9.06	6.20
12	146.98	142.13	-12.17	-1.43	-22.17
13	145.75	-160.96	7.47	1.16	20.23
14	57.53	1.92	-81.03	-9.14	-0.05
15	57.65	-27.70	76.03	8.81	3.34
16	55.58	193.26	2.26	0.38	-21.94
17	59.59	-218.97	-7.26	-0.71	25.17

Pilar Referencia **AY**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]

1	409.30	-11.40	31.83	-3.59	1.20
2	356.33	-14.16	-113.88	-30.33	1.53
3	357.39	-7.59	106.00	8.95	0.90
4	356.45	46.88	33.66	-3.34	-4.30
5	357.17	-69.38	30.55	-3.64	6.79
6	408.87	-13.96	-56.63	-19.66	1.44
7	409.51	-9.99	76.64	3.86	1.07
8	408.94	23.18	32.80	-3.50	-2.04
9	409.39	-47.60	30.87	-3.68	4.60
10	392.91	-15.21	-115.08	-30.36	1.58
11	393.98	-8.61	106.36	8.87	0.96
12	393.03	46.43	33.52	-3.41	-4.23
13	393.76	-71.02	30.33	-3.71	6.84
14	356.39	2.04	-205.36	-25.79	-0.02
15	357.68	-23.47	265.25	18.22	2.37
16	355.17	166.87	28.54	-3.90	-15.45
17	358.90	-188.22	31.26	-3.66	17.75

Pilar Referencia **AT**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	910.24	-72.10	38.75	28.10	-21.38
2	664.37	-17.53	-56.30	2.18	-13.23
3	664.55	6.31	62.49	21.07	-18.24
4	665.09	137.15	45.42	18.27	-36.93
5	664.30	-154.37	-0.90	11.37	8.78
6	910.18	-81.60	-22.84	20.48	-19.35
7	910.29	67.69	63.62	31.81	-22.37
8	910.62	147.48	53.16	30.13	-33.64
9	910.13	-165.02	24.83	25.99	-6.09
10	861.16	-87.03	-57.24	11.72	-18.00
11	861.34	71.83	76.96	30.61	-23.04
12	861.89	204.16	59.63	27.80	-41.78
13	861.09	-225.40	12.69	20.91	13.65
14	757.30	27.49	-472.89	-68.62	-21.69
15	758.68	-36.26	525.92	110.58	-10.49
16	759.81	507.30	6.28	19.14	-112.53
17	756.16	-516.16	46.71	22.82	80.40

Pilar Referencia **AZ**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	813.83	-27.85	18.13	36.67	15.85
2	645.36	-34.69	-67.19	6.91	17.56
3	645.83	-22.23	49.55	31.27	15.29
4	644.73	46.50	-8.91	20.63	7.11
5	646.17	-106.13	28.12	26.11	26.96
6	813.65	-32.82	-28.83	26.87	16.77
7	813.93	-25.26	42.46	41.45	15.40
8	813.28	16.65	6.74	35.09	10.57
9	814.13	-76.37	29.37	38.36	22.33
10	763.07	-35.69	-62.23	16.31	17.43
11	763.55	-23.14	55.96	40.63	15.16
12	762.45	46.37	-3.24	30.01	7.07
13	763.88	-107.93	34.26	35.47	26.75
14	738.57	-8.71	-337.83	-34.61	11.61
15	740.15	-44.40	368.04	95.93	18.90
16	741.46	243.16	28.06	31.80	-34.49
17	737.27	-296.32	2.09	29.53	65.05

Pilar Referencia **BC**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	155.94	-68.62	7.47	-1.06	5.22
2	62.56	-0.61	-62.72	-10.52	0.30
3	62.46	-1.13	98.41	18.60	0.36
4	63.28	106.92	3.73	0.29	-21.82
5	62.19	-96.74	-2.70	-0.45	16.23
6	155.96	-68.49	-44.44	-7.32	5.21
7	155.90	-68.80	66.51	12.08	5.24

8	156.39	131.28	9.46	1.09	-17.67
9	155.74	-126.58	-8.28	-1.28	14.78
10	152.71	-68.29	-69.79	-11.49	5.17
11	152.61	-68.81	105.69	19.55	5.22
12	153.43	174.56	10.73	1.24	-26.56
13	152.34	-164.90	-9.60	-1.42	21.12
14	62.46	-1.19	-60.24	-7.00	0.36
15	62.58	-0.33	61.13	6.82	0.27
16	61.80	93.20	-1.82	-0.35	-10.40
17	63.23	-94.71	2.71	0.17	11.01

Pilar Referencia **AE**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	78.30	0.55	0.14	0.01	-0.15
2	65.68	0.64	-82.90	-14.29	-0.13
3	64.68	0.21	144.27	28.25	-0.09
4	64.47	70.77	-0.24	-0.02	-7.43
5	65.57	-69.83	0.48	0.05	7.19
6	78.52	0.66	-49.93	-8.56	-0.16
7	77.92	0.40	87.03	16.94	-0.13
8	77.80	43.06	-0.08	-0.01	-4.54
9	78.45	-41.95	0.35	0.04	4.23
10	74.78	0.70	-83.19	-14.28	-0.16
11	73.78	0.27	144.75	28.23	-0.11
12	73.56	71.21	-0.23	-0.02	-7.45
13	74.66	-70.15	0.49	0.05	7.16
14	65.34	0.11	-88.56	-9.16	-0.08
15	65.27	0.82	88.86	9.19	-0.15
16	66.26	79.05	0.30	0.03	-8.24
17	64.36	-78.13	0.00	0.00	8.03

Pilar Referencia **BB**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	149.68	68.60	7.61	-1.04	-5.17
2	58.92	1.12	-52.03	-8.67	-0.29
3	58.85	0.60	82.06	15.25	-0.23
4	58.56	96.85	-2.53	-0.43	-16.20
5	59.65	-106.85	3.81	0.30	21.90
6	149.70	68.73	-37.92	-6.21	-5.18
7	149.65	68.41	56.70	10.08	-5.15
8	149.48	126.58	-8.11	-1.26	-14.75
9	150.13	-131.31	9.56	1.10	17.74
10	147.23	68.73	-59.04	-9.64	-5.16
11	147.15	68.21	89.28	16.21	-5.10
12	146.87	164.95	-9.41	-1.40	-21.10
13	147.96	-174.56	10.81	1.25	26.64
14	58.81	0.48	-66.41	-7.72	-0.22
15	58.97	1.33	67.77	7.60	-0.32
16	59.61	94.91	2.86	0.19	-11.00
17	58.17	-93.12	-1.51	-0.31	10.47

Pilar Referencia **AG**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	72.45	-0.27	0.17	0.02	0.11
2	61.36	0.09	-74.65	-12.78	0.04
3	60.65	-0.35	126.55	24.78	0.09
4	61.49	70.75	0.58	0.06	-7.45
5	60.39	-70.94	-0.27	-0.03	7.58
6	72.61	-0.16	-44.93	-7.66	0.10
7	72.19	-0.43	76.34	14.87	0.12
8	72.69	42.57	0.42	0.04	-4.40
9	72.04	-43.11	-0.09	-0.01	4.62
10	69.31	-0.04	-74.90	-12.78	0.07
11	68.61	-0.48	126.95	24.77	0.12
12	69.44	71.01	0.59	0.06	-7.42
13	68.35	-71.45	-0.26	-0.03	7.61
14	61.63	-0.43	-162.92	-17.21	0.10
15	60.54	0.31	163.29	17.26	0.02
16	60.13	81.35	0.02	0.00	-8.55
17	62.04	-81.45	0.40	0.04	8.65

Pilar Referencia **AN**, Sección (x·y): 40x 50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	266.66	74.43	7.68	1.05	-7.29
2	142.85	4.46	-38.28	-4.38	-1.64
3	143.82	5.41	59.14	6.76	-1.75
4	143.04	278.83	-10.02	-1.15	-43.02
5	143.40	-291.84	11.52	1.32	51.85
6	266.44	74.20	-29.80	-3.54	-7.27
7	267.02	74.78	43.16	5.05	-7.33
8	266.55	240.35	-12.69	-1.61	-32.08
9	266.77	-239.95	14.30	1.80	34.40
10	254.01	73.39	-45.48	-5.33	-7.00
11	254.98	74.35	66.57	7.72	-7.11
12	254.20	349.54	-17.03	-2.11	-48.36
13	254.57	-359.52	18.62	2.29	56.05
14	142.93	5.37	-143.16	-16.12	-1.74
15	143.52	3.89	144.84	16.30	-1.57
16	143.34	145.64	6.63	0.75	-17.87
17	143.11	-136.39	-4.95	-0.56	14.56

Pilar Referencia **AN**, Sección (x·y): 40x 50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	266.66	74.37	8.06	1.09	-7.29
2	143.22	4.81	-13.81	-1.58	-1.68
3	143.22	4.81	19.44	2.22	-1.68
4	143.22	296.28	-0.33	-0.04	-45.03
5	143.22	-309.30	2.96	0.34	53.87
6	266.66	74.37	-14.99	-1.87	-7.29
7	266.66	74.37	19.23	2.35	-7.29

8	266.66	251.06	7.08	0.98	-33.30
9	266.66	-250.75	9.11	1.21	35.63
10	254.39	73.72	-21.04	-2.56	-7.04
11	254.39	73.72	26.57	3.19	-7.04
12	254.39	367.30	-7.31	-1.01	-50.40
13	254.39	-377.33	9.81	1.29	58.10
14	143.22	4.65	-158.02	-17.79	-1.66
15	143.22	4.65	161.10	18.14	-1.66
16	143.22	134.45	1.63	0.18	-16.58
17	143.22	-125.15	1.44	0.16	13.26

Pilar Referencia **AN**, Sección (x·y): 40x 50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	266.67	74.37	10.68	1.37	-7.28
2	143.22	4.81	-16.56	-1.91	-1.68
3	143.22	4.81	17.90	2.03	-1.68
4	143.22	296.28	8.69	0.98	-45.03
5	143.22	-309.30	0.13	0.00	53.87
6	266.67	74.37	-15.93	-1.99	-7.29
7	266.67	74.37	19.10	2.32	-7.28
8	266.67	251.06	13.41	1.68	-33.30
9	266.67	-250.75	8.14	1.08	35.63
10	254.39	73.72	-24.17	-2.93	-7.04
11	254.39	73.72	24.74	2.97	-7.04
12	254.39	367.30	15.34	1.90	-50.40
13	254.39	-377.33	-7.14	-1.00	58.10
14	143.22	4.65	-208.86	-23.53	-1.66
15	143.22	4.65	217.57	24.48	-1.66
16	143.22	134.45	-1.11	-0.14	-16.58
17	143.22	-125.15	9.82	1.09	13.26

Pilar Referencia **AJ**, Sección (x·y): 40x 50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	861.96	104.57	-28.62	-29.07	-25.13
2	585.00	49.33	-85.21	-26.93	-23.01
3	584.01	25.54	32.21	-10.14	-18.14
4	584.27	213.41	15.83	-11.96	-44.29
5	584.44	-163.45	-30.95	-19.46	13.68
6	862.35	114.09	-75.92	-35.84	-27.11
7	861.75	99.64	9.77	-25.74	-24.17
8	861.90	214.21	-14.05	-26.84	-39.86
9	862.01	-150.37	-42.69	-31.34	-5.09
10	804.08	119.32	-102.83	-36.61	-28.24
11	803.08	95.32	30.06	-19.79	-23.35
12	803.34	285.33	13.42	-21.62	-49.50
13	803.51	-230.57	-47.78	-29.13	18.04
14	679.09	5.28	-520.77	-118.94	-13.28
15	676.62	62.81	490.80	75.40	-24.21
16	678.03	518.64	-35.75	-24.18	-119.20
17	677.68	-450.54	5.77	-19.36	81.73

Pilar Referencia **AM**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	263.56	-72.04	-13.35	-1.67	6.93
2	141.21	5.28	-54.24	-6.19	0.49
3	140.50	-8.42	26.40	3.03	2.07
4	140.91	220.21	-13.90	-1.58	-42.83
5	140.60	-206.36	4.33	0.50	34.24
6	263.84	68.15	-43.77	-5.10	6.32
7	263.41	-74.99	19.17	2.35	7.26
8	263.66	198.49	-19.20	-2.33	-29.29
9	263.47	-195.17	-8.01	-1.07	26.59
10	251.94	72.01	-63.16	-7.31	5.72
11	251.22	-76.63	32.17	3.83	7.30
12	251.63	288.55	-22.40	-2.70	-47.22
13	251.32	-276.20	9.89	1.31	39.50
14	141.73	-27.41	-175.21	-19.73	4.25
15	139.82	24.80	163.90	18.49	-1.75
16	140.56	340.43	6.51	0.74	-38.07
17	140.99	-343.00	-17.82	-2.00	40.56

Pilar Referencia **AL**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	267.64	-74.77	7.22	1.00	7.28
2	142.87	-5.16	-39.17	-4.48	1.72
3	143.78	-4.29	59.44	6.80	1.62
4	143.40	291.86	11.23	1.28	-51.86
5	143.04	-278.81	-10.60	-1.21	43.01
6	267.43	-74.98	-30.56	-3.63	7.31
7	267.98	-74.45	43.16	5.05	7.25
8	267.75	239.61	13.92	1.75	-34.40
9	267.53	-240.68	-13.26	-1.68	32.06
10	254.72	-74.36	-46.42	-5.43	7.08
11	255.63	-73.48	66.88	7.75	6.98
12	204.39	401.68	18.31	2.25	72.06
13	254.89	-349.77	-17.66	-2.18	48.35
14	143.08	-3.91	-126.20	-14.21	1.57
15	143.37	-5.44	126.62	14.25	1.75
16	143.11	136.34	-5.79	-0.65	-14.55
17	143.34	-145.69	6.22	0.70	17.87

Pilar Referencia **AL**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
1	267.64	-74.78	-7.24	-1.00	7.29
2	143.22	-4.81	-14.39	-1.65	1.68
3	143.22	-4.81	17.91	2.05	1.68
4	143.22	309.30	2.06	0.24	-53.87
5	143.22	-296.28	-2.53	-0.29	45.03
6	267.64	-74.78	-15.97	-1.98	7.29
7	267.64	-74.78	17.67	2.17	7.29

8	267.64	250.33	7.93	1.08	-35.63
9	267.64	-251.47	-8.68	-1.16	33.29
10	255.07	-74.02	-21.63	-2.63	7.04
11	255.07	-74.02	25.00	3.01	7.04
12	204.38	401.67	18.30	2.24	72.05
13	255.07	-367.58	-9.57	-1.26	50.39
14	143.22	-4.65	-134.51	-15.14	1.66
15	143.22	-4.65	133.62	15.04	1.66
16	143.22	125.15	-1.23	-0.14	-13.26
17	143.22	-134.45	0.34	0.04	16.58

Pilar Referencia **AL**, Sección (x·y): 40x50.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	267.65	-74.78	-8.68	-1.18	7.28
2	143.22	-4.81	-17.96	-2.07	1.68
3	143.22	-4.81	11.51	1.30	1.68
4	143.22	309.30	-3.15	-0.37	-53.87
5	143.22	-296.28	0.53	0.05	45.03
6	267.65	-74.78	-19.02	-2.34	7.28
7	267.65	-74.78	12.92	1.62	7.28
8	267.65	250.33	-9.89	-1.31	-35.63
9	267.65	-251.47	-7.62	-1.06	33.29
10	255.08	-74.02	-25.59	-3.09	7.04
11	255.08	-74.02	18.22	2.23	7.04
12	204.38	401.67	18.30	2.24	72.05
13	255.08	-367.58	7.02	0.96	50.39
14	143.22	-4.65	-145.63	-16.41	1.66
15	143.22	-4.65	142.05	15.98	1.66
16	143.22	125.15	1.55	0.16	-13.26
17	143.22	-134.45	-5.12	-0.59	16.58

Pilar Referencia **AP**, Sección (x·y): 40x40.

Hip.	Axil[kN]	Momt.x[kNm]	Momt.y[kNm]	Cort.x[kN]	Cort.y[kN]
<hr/>					
1	594.36	-10.46	-48.19	-31.53	15.95
2	441.25	-3.76	-105.35	-28.03	14.57
3	441.25	-16.28	6.63	-14.84	16.89
4	441.25	90.35	-51.61	-22.43	2.73
5	441.25	-120.81	-11.47	-15.19	31.98
6	594.36	-5.44	-93.40	-37.00	15.01
7	594.36	-13.06	-24.93	-29.11	16.41
8	594.36	52.00	-60.54	-33.66	7.96
9	594.36	-76.82	-36.02	-29.31	25.42
10	548.43	-2.60	-118.06	-36.86	14.44
11	548.43	-15.24	-4.58	-23.70	16.76
12	548.43	92.64	-63.60	-31.28	2.66
13	548.43	-120.98	-22.95	-24.04	31.80
14	533.12	-27.39	-383.05	-83.17	19.17
15	533.12	5.57	305.02	31.80	11.85
16	533.12	240.26	-25.65	-24.01	-35.69
17	533.12	-262.08	-52.43	-27.36	66.70

2.2.7.4 Riostra frontal 50.

PROGRAMA CUBIERTAS SEGÚN EHE-2008

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Tipo de jácena: Riostra frontal 50 (RL-3)

Geometría longitudinal:

LONGITUD TOTAL.....6.41 (m)
LUZ DE CÁLCULO.....6.21 (m)
POSICIÓN APOYO IZQUIERDO.....0.10 (m)
POSICIÓN APOYO DERECHO..... 6.31 (m)
POSICIÓN GANCHO IZQUIERDO.....1.28 (m)
POSICIÓN GANCHO DERECHO.....5.10 (m)
PENDIENTE DE CUBIERTA.....10.00 (%)

Geometría transversal:

SECCIÓN EXTREMO IZQUIERDO

Canto.....48.10 (cm)
Área.....0.0901 (m²)
Inercia.....0.188E-02 (m⁴)

SECCIÓN EXTREMO DERECHO

Canto.....50.00 (cm)
Área.....0.0924 (m²)
Inercia.....0.209E-02 (m⁴)

SECCIÓN CANTO MÁXIMO

Canto.....50.00 (cm)
Área.....0.0924 (m²)
Inercia.....0.209E-02 (m⁴)

CARACTERÍSTICAS MATERIALES

f_{ck} (MPa)40.00
 f_{yk} (MPa)500.00

COEFICIENTES SEGURIDAD

Coef. Min. Hormigón.....1.50
Coef. Min. Acero.....1.15
Coef. May. cargas permanentes...1.35
Coef. May. cargas variables.....1.50

BASES DE CÁLCULO

Ambiente.....I- (sin clase)
Vida útil..... 50 años
Resistencia al fuego.....R0

Zona Viento..... C-4
Zona Nieve2 (45m de altura)

CARGAS CONSIDERADAS

Peso hormigón.....25.00 (KN / m^3)
Sobrecarga permanente.....0.44 (KN / m^2)
Sobrecarga variable (nieve)..... 0.40 (KN / m^2)
Sobrecarga variable (viento).....0.1655 (KN / m^2)
Sobrecarga mantenimiento.....0.40 (KN / m^2)
Intereje entre pórticos..... 4.80 (m)
Tipo vigueta e itereje.....VP-26 separadas 1.80 (m)

HIPOTESIS DE CARGA

ELU

1a) peso propio *1.35 + sobrecarga nieve *1.50 + sobrecarga viento *1.50*0.6
2a) peso propio *1.35 + sobrecarga mantenimiento * 1.50

ELS

1a) peso propio + sobrecarga nieve + sobrecarga viento * 0.6
2a) peso propio + sobrecarga mantenimiento

Hipótesis dominante: 1

ESFUERZOS DE CÁLCULO

Dimensionamiento (mayorados)

Momento sobre apoyo izquierdo.....-0.04 ($KN \cdot m$)
Momento sobre apoyo derecho.....-0.04 ($KN \cdot m$)
Momento en centro luz..... 42.83 ($KN \cdot m$)
Cortante sobre apoyo izquierdo..... 28.19 (KN)
Cortante sobre apoyo derecho..... 27.95 (KN)
Cortante en centro luz..... 6.92 (KN)

Comprobación (sin mayorar)

Momento sobre apoyo izquierdo..... -0.03 ($KN \cdot m$)
Momento sobre apoyo derecho..... -0.03 ($KN \cdot m$)
Momento en centro luz..... 30.68 ($KN \cdot m$)

Izado y transporte

Momento sobre gancho izquierdo (ELU).....-2.53 (KN / m)
 Momento sobre gancho derecho (ELU).....-2.55 (KN / m)
 Momento sobre gancho izquierdo (ELS).....-1.88 (KN / m)
 Momento sobre gancho derecho (ELS).....-1.89 (KN / m)

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN ARMADURA LONGITUDINAL

Armadura inferior

La armadura longitudinal inferior viene determinada por el ELU de flexocompresión.
 La fisuración no excede el valor máximo admisible

Apertura máxima de fisura admisible..... 0.30 (mm)
 Máxima apertura de fisura detectada.....0.00 (mm)

Armadura superior

La armadura longitudinal superior viene determinada por el ELU de flexocompresión.
 La fisuración no excede el valor máximo admisible

Apertura máxima de fisura admisible..... 0.30 (mm)
 Máxima apertura de fisura detectada.....0.00 (mm)

La armadura longitudinal superior para izado y transporte viene determinada por el ELU de flexocompresión. La fisuración no excede el valor máximo admisible

Apertura máxima de fisura admisible..... 0.30 (mm)
 Máxima apertura de fisura detectada.....0.00 (mm)

Armadura longitudinal resultante:

- * Dos barras en el paramento superior de diámetro 12 mm, en toda la longitud
- * Dos barras en el paramento inferior de diámetro 12 mm, en toda la longitud
- * Una barra en el paramento inferior de diámetro 10 mm, en toda la longitud

DIMENSIONAMIENTO ARMADURA TRANSVERSAL EN ALMA

Cercos de cortante

Mitad izquierda

Cercos de diámetro 6 mm, separados 5 cm, en una longitud de 30 cm.

Cercos de diámetro 6 mm, separados 25 cm, hasta el centro de la pieza.

Mitad derecha (empieza en extremo derecho y recorre las zonas hacia centro pieza)

Cercos de diámetro 6 mm, separados 5 cm, en una longitud de 30 cm.

Cercos de diámetro 6 mm, separados 25 cm, hasta el centro de la pieza.

2.2.7.5 Riostra central 50.

PROGRAMA CUBIERTAS SEGÚN EHE-2008

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Tipo de jácena: Riostra central 50 (RV-1)

Geometría longitudinal:

LONGITUD TOTAL.....6.38 (m)
LUZ DE CÁLCULO.....6.18 (m)
POSICIÓN APOYO IZQUIERDO.....0.10 (m)
POSICIÓN APOYO DERECHO..... 6.28 (m)
POSICIÓN GANCHO IZQUIERDO.....1.27 (m)
POSICIÓN GANCHO DERECHO.....5.12 (m)
PENDIENTE DE CUBIERTA.....10.00 (%)

Geometría transversal:

SECCIÓN EXTREMO IZQUIERDO

Canto.....48.40 (cm)
Área.....0.0905 (m²)
Inercia.....0.191E-02 (m⁴)

SECCIÓN EXTREMO DERECHO

Canto.....48.40 (cm)
Área.....0.0905 (m²)
Inercia.....0.191E-02 (m⁴)

SECCIÓN CANTO MÁXIMO

Canto.....55.30 (cm)
Área.....0.0998 (m²)
Inercia.....0.279E-02 (m⁴)

CARACTERÍSTICAS MATERIALES

f_{ck} (MPa)30.00
 f_{yk} (MPa)500.00

COEFICIENTES SEGURIDAD

Coef. Min. Hormigón.....1.50
 Coef. Min. Acero.....1.15
 Coef. May. cargas permanentes...1.35
 Coef. May. cargas variables.....1.50

BASES DE CÁLCULO

Ambiente.....I- (sin clase)
 Vida útil..... 50 años
 Resistencia al fuego.....R0
 Zona Viento..... C-4
 Zona Nieve2 (45m de altura)

CARGAS CONSIDERADAS

Peso hormigón.....25.00 (KN / m³)
 Sobrecarga permanente.....0.44 (KN / m²)
 Sobrecarga variable (nieve)..... 0.40 (KN / m²)
 Sobrecarga variable (viento).....0.1655 (KN / m²)
 Sobrecarga mantenimiento.....0.40 (KN / m²)
 Intereje entre pórticos..... 4.80 (m)
 Tipo vigueta e itereje.....VP-26 separadas 1.80 (m)

Cargas puntuales permanentes:

1. posición [m] y magnitud [kN].....3.195 y 2.592

HIPOTESIS DE CARGA

ELU

1a) peso propio *1.35 + sobrecarga nieve *1.50 + sobrecarga viento *1.50*0.6
 2a) peso propio *1.35 + sobrecarga mantenimiento * 1.50

ELS

1a) peso propio + sobrecarga nieve + sobrecarga viento * 0.6
 2a) peso propio + sobrecarga mantenimiento

Hipótesis dominante: 1 y 2

ESFUERZOS DE CÁLCULO

Dimensionamiento (mayorados)

Momento sobre apoyo izquierdo.....	-0.04 (KN·m)
Momento sobre apoyo derecho.....	-0.04 (KN·m)
Momento en centro luz.....	48.34 (KN·m)
Cortante sobre apoyo izquierdo.....	29.91 (KN)
Cortante sobre apoyo derecho.....	29.91 (KN)
Cortante en centro luz.....	8.75 (KN)

Comprobación (sin mayorar)

Momento sobre apoyo izquierdo.....	-0.03 (KN·m)
Momento sobre apoyo derecho.....	-0.03 (KN·m)
Momento en centro luz.....	34.78 (KN·m)

Izado y transporte

Momento sobre gancho izquierdo (ELU).....	-2.57 (KN / m)
Momento sobre gancho derecho (ELU).....	-2.57 (KN / m)
Momento sobre gancho izquierdo (ELS).....	-1.91 (KN / m)
Momento sobre gancho derecho (ELS).....	-1.91 (KN / m)

DIMENSIONAMIENTO Y COMPROBACIÓN ARMADURA LONGITUDINAL

Armadura inferior

La armadura longitudinal inferior viene determinada por el ELU de flexocompresión.
La fisuración no excede el valor máximo admisible

Apertura máxima de fisura admisible.....	0.30 (mm)
Máxima apertura de fisura detectada.....	0.00 (mm)

Armadura superior

La armadura longitudinal superior viene determinada por el ELU de flexocompresión.
La fisuración no excede el valor máximo admisible

Apertura máxima de fisura admisible.....	0.30 (mm)
Máxima apertura de fisura detectada.....	0.00 (mm)

La armadura longitudinal superior para izado y transporte viene determinada por el ELU de flexocompresión. La fisuración no excede el valor máximo admisible

Apertura máxima de fisura admisible..... 0.30 (mm)

Máxima apertura de fisura detectada.....0.00 (mm)

Armadura longitudinal resultante:

- * Dos barras en el paramento superior de diámetro 12 mm, en toda la longitud
- * Dos barras en el paramento inferior de diámetro 12 mm, en toda la longitud
- * Una barra en el paramento inferior de diámetro 10 mm, en toda la longitud

DIMENSIONAMIENTO ARMADURA TRANSVERSAL EN ALMA

Cercos de cortante

Mitad izquierda

Cercos de diámetro 6 mm, separados 5 cm, en una longitud de 30 cm.

Cercos de diámetro 6 mm, separados 25 cm, hasta el centro de la pieza.

Mitad derecha (empieza en extremo derecho y recorre las zonas hacia centro pieza)

Cercos de diámetro 6 mm, separados 5 cm, en una longitud de 30 cm.

Cercos de diámetro 6 mm, separados 25 cm, hasta el centro de la pieza.

2.2.7.6 Jácena de forjado thalasa.

PROGRAMA DE CÁLCULO VIGCOP (VIGAS PREFABRICADAS ISOSTÁTICAS PARA FORJADOS)

Tipo de jácena: Viga Thalasa pretensada (TL-7)

BASES DE CÁLCULO

Ambiente.....I-(sin clase)

Vida útil..... 50 años

Resistencia al fuego..... R120

GEOMETRÍA

Longitud viga..... 8.76 m

Ancho inferior viga..... 0.40 m

Ancho superior viga..... 0.40 m

Altura viga..... 0.75 m

Descuelgue viga.....0.50 m

Altura superior viga.....0.25 m
 Altura capa compresión viga.....10 cm
 Ancho cabeza compresión viga..... 40 cm
 Ancho eficaz cabeza compresión viga.....40 cm

 Canto placa.....30 cm
 Capa compresión placa.....5 cm

CARGAS

Peso propio de la placa.....380 Kg/m²
 Peso propio capa placa + senos..... 157 Kg/m²
 Peso propio equivalente cabeza compresión viga.....15 Kg/m²
 Carga permanente de pavimento.....80 Kg/m²
 Carga permanente de tabiquería..... 0 Kg/m²
 Sobrecarga de uso..... 400 Kg/m²

 Carga total sobre la jácena.....1032 Kg/m²
 Carga total sobre la jácena..... 6785 Kg/ml

INTEREJE

Forjado izquierdo.....0.00 m
 Forjado derecho.....13.15 m

APOYOS

Apoyo izquierdo.....0.10 m
 Apoyo derecho.....0.10 m
 Ancho apoyo forjado izq.....0 mm
 Separación apoyo forjado izq...0 mm

CALCULO

Área sección prefabricada.....3272 cm²
 Inercia sección prefabricada.....1417453 cm⁴

CARACTERÍSTICAS MATERIALES Y COEFICIENTE SEGURIDAD

Hormigón prefabricado.....50 MPa ; GC = 1.50
 Hormigón in-situ.....25 MPa ; GCi = 1.50
 Acero pasivo..... 500 MPa ; GS = 1.15
 Acero activo R/LE.....1860/1674 MPa ; GS = 1.15
 Pretensión inicial.....1398 MPa

MOMENTO DE FISURACION: (Valores sin mayorar)

<u>X (m)</u>	<u>Mfis (KNm)</u>	<u>X (m)</u>	<u>Mfis (KNm)</u>	<u>X (m)</u>	<u>Mfis (KNm)</u>
0.10	66	1.81	701	3.52	711
0.53	243	2.24	711	3.95	711
0.96	400	2.67	711	4.38	711
1.38	552	3.09	711	4.80	710

<u>X (m)</u>	<u>Mfis (KNm)</u>	<u>X (m)</u>	<u>Mfis (KNm)</u>	<u>X (m)</u>	<u>Mfis (KNm)</u>
5.23	710	6.51	710	7.79	399
5.66	710	6.94	700	8.22	242
6.08	710	7.37	552	8.65	66

RESISTENCIA A COMPRESION MÍNIMA ANTES DE LA TRANSFERENCIA

El valor mínimo de la resistencia antes de la transferencia nunca será inferior a 25MPa

20.97MPa

COMPROBACIÓN DE FLECHAS

Flecha total.....6.2 (mm)
 Flecha límite total.....27.1 (mm)
 Flecha activa.....2.4 (mm)
 Flecha límite activa.....13.6 (mm)

COMPROBACIÓN DE CONTRAFLECHAS

Contraflecha total.....0.0 (mm)
 Contraflecha límite total.....27.1 (mm)
 Contraflecha activa.....0.0 (mm)
 Contraflecha límite activa.....13.6 (mm)

DIMENSIONADO ARMADURA ACTIVA

[Cant.]	[Tipo]	[Pos.]	
5c.	1/2	45 mm	
5c.	1/2	90 mm	Armatura ACTIVA INF. 10 c de 1/2 a Ei = 6.75 cm.
4c.	1/2	700 mm	Armatura ACTIVA SUP. 4 c de 1/2 a Es = 5.00 cm.

14c.	1/2		Armatura ACTIVA TOTAL 14 c de 1/2 a Et = 24.82 cm.

2.3 ANEXO 3

(Comparativa instrucciones EHE)

2.3.1 INTRODUCCIÓN A LA INSTRUCCIÓN EHE

La instrucción de Hormigón Estructural, EHE, es el marco reglamentario por el que se establecen las exigencias que deben cumplir las estructuras de hormigón para satisfacer los requisitos de seguridad estructural y seguridad en caso de incendio, además de la protección del medio ambiente, proporcionando procedimientos que permiten demostrar su cumplimiento con suficientes garantías técnicas.

A continuación realizaremos, de forma resumida, un estudio comparativo de la nueva EHE-08 con la antigua EHE-98 y EFHE, haciendo referencia a los capítulos y artículos de la primera en los que existen diferencias a tener en cuenta para el cálculo de las piezas prefabricadas de hormigón de la nave a construir y que será utilizada por los programas de cálculo para dicho efecto.

2.3.2 ESTUDIO COMPARATIVO DE LAS INSTRUCCIONES

CAPITULO I (PRINCIPIOS GENERALES)

Art. 5	Requisitos
--------	------------

Aparece un nuevo concepto, la vida útil nominal de la construcción, la cual no podrá ser inferior a los valores recogidos en la siguiente tabla:

Tipo de estructura	Vida útil nominal
Estructuras de carácter temporal	Entre 3 y 10 años
Elementos estructurales reemplazables que no forman parte de la estructura principal (por ejemplo, barandillas, apoyos de tuberías)	Entre 10 y 25 años
Edificios (o instalaciones) agrícolas o industriales y obras marítimas	Entre 15 y 50 años
Edificios de viviendas u oficinas, puentes u obras de paso de longitud total inferior a 10 metros y estructuras de ingeniería civil (excepto obras marítimas) de repercusión económica baja o media	50 años
Edificios de carácter monumental o de importancia especial	100 años
Puentes de longitud total igual o superior a 10 metros y otras estructuras de ingeniería civil de repercusión económica alta	100 años

Tabla 5.1. Vida útil nominal de los diferentes tipos de estructura

Con el fin de garantizar la seguridad durante la totalidad del período de vida útil para la que se construye la estructura deberán satisfacerse los requisitos siguientes:

1. Seguridad y funcionalidad estructural: consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que la estructura tenga un comportamiento mecánico inadecuado frente a las acciones e influencias previsibles a las que pueda estar sometido durante su construcción y uso previsto, considerando la totalidad de su vida útil.
2. Seguridad en caso de incendio: consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que los usuarios de la estructura sufran daños derivados de un incendio de origen accidental.
3. Higiene, salud y protección del medio ambiente: consistente en reducir a límites aceptables el riesgo de que se provoquen impactos inadecuados sobre el medio ambiente como consecuencia de la ejecución de las obras.

CAPITULO III (ACCIONES)

Artículo 10º Valores característicos de las acciones

Art. 10.2	Valores característicos de las acciones permanentes
-----------	---

Para el peso propio de la estructura se adoptará como acción característica un único valor deducido de las dimensiones nominales y de los pesos específicos medios.

Para los elementos de hormigón se tomarán las siguientes densidades:

- Hormigón en masa: 2300 kg/m^3 si $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$
- Hormigón en masa: 2400 kg/m^3 si $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$
- Hormigón armado y pretensado: 2500 kg/m^3

, siendo f_{ck} la resistencia a la compresión del hormigón a 28 días de edad.

ANTES	Hormigón en masa: 2300 kg/m^3
AHORA	Hormigón en masa: 2300 kg/m^3 si $f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2$ y 2400 kg/m^3 si $f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2$

CAPITULO V (ANÁLISIS ESTRUCTURAL)

Artículo 20º Análisis estructural del pretensado

Art. 20.2.1	Limitación de la fuerza
--------------------	--------------------------------

Se entiende por pretensado la aplicación controlada de una tensión al hormigón mediante el tesado de tendones de acero.

La fuerza de tesado (P_0) ha de proporcionar sobre las armaduras activas de la pieza una tensión (σ_{p0}) que en ningún caso pueden superar el menor de los valores siguientes:

ANTES	$0,75 f_{p \max k} , f_{p \max k} \rightarrow$ carga unitaria de rotura del acero de las armaduras activas o límite de rotura $\left(\frac{N}{mm^2} \right)$ $0,90 f_{pk} , f_{pk} \rightarrow$ límite elástico característico de las armaduras activas $\left(\frac{N}{mm^2} \right)$
AHORA	$0,70 f_{p \max k}$ $0,85 f_{pk}$

De forma temporal, esta tensión podrá aumentarse hasta el menor de estos valores:

ANTES	$0,85 f_{p \max k}$ $0,95 f_{pk}$
AHORA	$0,80 f_{p \max k}$ $0,90 f_{pk}$

CAPITULO VII (DURABILIDAD)

Artículo 37º Durabilidad del hormigón y de las armaduras

Art. 37.2.4.1	Especificaciones respecto a recubrimiento de armaduras pasivas o activas
----------------------	---

La durabilidad de una estructura de hormigón es su capacidad para soportar, durante la vida útil para la que ha sido proyectada, las condiciones físicas y químicas a las que está expuesta, y que podrían llegar a provocar su degradación como consecuencia de efectos diferentes a las cargas y sollicitaciones consideradas en el análisis estructural.

El recubrimiento de hormigón es la distancia entre la superficie exterior de la armadura de una pieza (incluyendo cercos y estribos) y la superficie del hormigón más cercana. Los recubrimientos mínimos en la nueva EHE-08 vienen dados además de en función de la clase de exposición de la vida útil del proyecto:

ANTES										
Resistencia característica del hormigón	Tipo de elemento	RECUBRIMIENTO MÍNIMO [mm] SEGÚN LA CLASE DE EXPOSICIÓN								
		I	IIa	IIIa	IIIb	IIIc	IV	Qa	Qb	Qc
$25 \leq f_{ck} < 40$	General	20	25	30	35	40	35	40	(*)	(*)
	Elementos prefabricados y láminas	15	20	25	30	35	30	35	(*)	(*)
$f_{ck} \geq 40$	General	15	20	25	30	35	30	35	(*)	(*)
	Elementos prefabricados y láminas	15	20	25	25	30	25	30	(*)	(*)

AHORA				
Clase de exposición	Tipo de cemento	Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	Vida útil de proyecto (años)	
			50	100
I	cualquiera	$f_{ck} \geq 25$	15	25
IIa	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	15	25
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
IIb	CEM I	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	30
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	35
		$f_{ck} \geq 40$	20	30

Tabla 37.2.4.1.a Recubrimientos mín. (mm) para exposiciones I y II (corrosión)

AHORA						
Hormigón	Cemento	Vida útil de proyecto (años)	Clase general de exposición			
			IIIa	IIIb	IIIc	IV
Armado	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilice superior al 6%	50	35	30	35	35
		100	30	35	40	40
	Resto de cementos utilizables	50	45	40	*	*
		100	65	*	*	*
Pretensado	CEM II/A-D o bien con adición de humo de sílice superior al 6%	50	30	35	40	40
		100	35	40	45	45
	Resto de cementos utilizables, según el artículo 26º	50	65	45	*	*
		100	*	*	*	*

Tabla 37.2.4.1.b Recubrimientos mín. (mm) para exposiciones III y IV (corrosión)

AHORA				
Clase de exposición	Tipo de elemento	Resistencia característica del hormigón (N/mm ²)	Vida útil del proyecto (años)	
			50	100
H	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	25
	Otros tipos de cemento	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	35
		$f_{ck} \geq 40$	10	20
F	CEM I/A-D	$25 \leq f_{ck} < 40$	25	50
		$f_{ck} \geq 40$	15	35
	CEM III	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	75
		$f_{ck} \geq 40$	20	40
	Otros tipos de cementos o en el caso de empleo de adiciones al hormigón	$25 \leq f_{ck} < 40$	20	40
		$f_{ck} \geq 40$	10	20

E	cualquiera	$25 \leq f_{ck} < 40$	40	80
		$f_{ck} \geq 40$	20	35
Qa	CEM III, CEM IV, CEM II/B-S, B-P, B-V, A-D u hormigón con adición de microsilíce superior al 6% o de cenizas volantes superior al 20%	-	40	55
	Resto de cementos utilizables	-	*	*
Qb, Qc	cualquiera	-		

Tabla 37.2.4.1.c Recubrimiento mín. para exposiciones no corrosivas

* Estas situaciones obligarían a unos recubrimientos excesivos, desaconsejables desde el punto de vista de la ejecución del elemento. En estos casos, se recomienda comprobar el Estado Límite de Durabilidad de la pieza.

CAPITULO VIII (DATOS DE LOS MATERIALES PARA EL PROYECTO)

Artículo 39º Características del hormigón

Art. 39.1	Definiciones
-----------	--------------

Las variables indicadas a continuación en este punto hacen referencia a la resistencia del hormigón en función de los esfuerzos a que están sometidas las piezas (flexión, tracción o compresión).

Hay que tener en cuenta que para la consideración de algunas propiedades utilizadas en el cálculo se emplean como valores característicos los valores medios o nominales de dichas resistencias, mientras que para otras se utilizan dos valores, uno superior y otro inferior al valor medio, siendo el primero el cuantil asociado a una probabilidad de 0.95 y el segundo el cuantil asociado a una probabilidad de 0.05.

	Resistencia media a compresión (C) a 28 días $f_{cm} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$
	$f_{cm} = f_{ck} + 8$

	Resistencia media a tracción (T) a 28 días $f_{ctm} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$
ANTES	$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$
AHORA	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} \rightarrow \text{si } f_{ck} \leq 50$
	$f_{ctm} = 0,58 \cdot f_{ck}^{1/2} \rightarrow \text{si } f_{ck} > 50$

	Resistencia característica a tracción, correspondiente al cuantil 5% $f_{ctk} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$
ANTES	$f_{ctk} = 0,21 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$
AHORA	$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$

	Resistencia caract. a tracción, correspondiente al cuantil 95% $f_{ctk,0.95} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$
	$f_{ctk,0.95} = 0,39 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$

	Resistencia a flexotracción a 28 días $\left(\frac{N}{mm^2} \right)$
ANTES	$f_{ct,fl} = 0,37 f_{ck}^{2/3} \rightarrow$ Resistencia a flexotracción
AHORA	$f_{ctm,fl} = \max \left\{ \left(1,6 - \frac{h}{1000} \right) \cdot f_{ctm}; f_{ctm} \right\} \rightarrow$ Resistencia media a flexotracción siendo $h \rightarrow$ canto total de la pieza (mm)

En caso de querer determinar la resistencia media a la compresión y a la tracción del hormigón para “j” días, como por ejemplo para determinar dicha resistencia en el momento de sacar la pieza del molde, se utilizarán las siguientes expresiones:

		Resistencia media a la compresión (C) a “j” días $\left(\frac{N}{mm^2} \right)$
ANTES	$f_{cm,j}$	$f_{cm,j} = f_{cm} \times (\text{valor_tabla_30.4.b})$, EHE 98
AHORA	$f_{cm(t)}$	$f_{cm(t)} = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}$ $\beta_{cc} = \exp \left[s \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right) \right] \rightarrow$ coef. que depende de la edad del hormigón $t \rightarrow$ Edad del hormigón en días $s \rightarrow$ Coeficiente que depende del tipo de cemento siendo su valor: 0.2 en cementos de alta resistencia y endurecimiento rápido 0.25 en cementos normales y de endurecimiento rápido 0.38 en cementos de endurecimiento lento

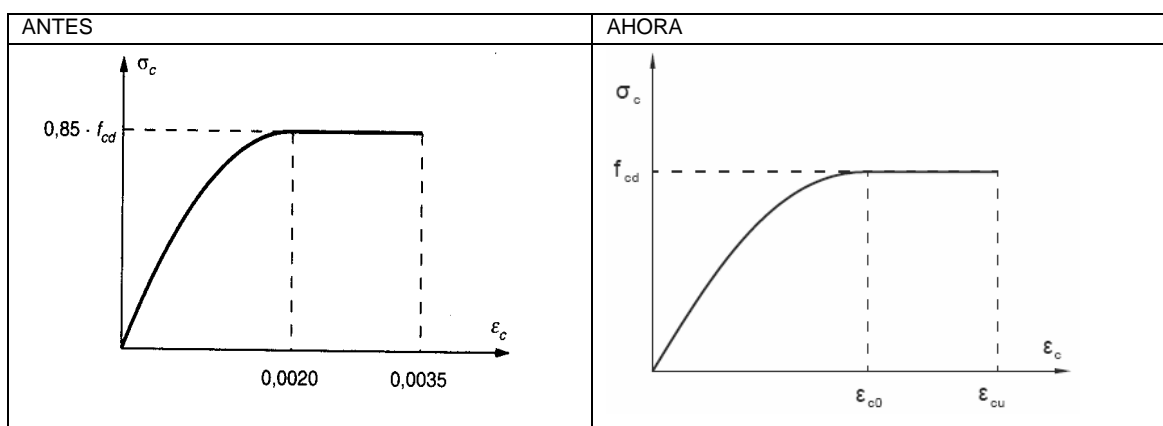
		Resistencia media a la tracción (T) a "j" días $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$
AHORA	$f_{ctm(t)}$	$f_{ctm(t)} = (\beta_{cc}(t))^{\alpha} \cdot f_{ct,m} \rightarrow$ resistencia media a tracción (T) a "j" días $\alpha \rightarrow$ coef. que depende de la edad del hormigón y de la f_{ck} a los 28 días: $1 \rightarrow$ si $t < 28$ días $2/3 \rightarrow$ si $t \geq 28$ días y $f_{ck} \leq 50$ MPA $1/2 \rightarrow$ si $t \geq 28$ días y $f_{ck} \geq 50$ MPA

Art. 39.5	Diagramas tensión – deformación de cálculo de hormigón
-----------	--

Para el cálculo de las tensiones sometidas sobre el hormigón de una pieza, en ELU pueden adoptarse dos tipos de diagramas:

a) Diagrama parábola-rectángulo:

Este diagrama está formado por una parábola más un tramo rectilíneo separados por el punto correspondiente a la deformación de rotura del hormigón a compresión simple ϵ_{c0} . En la normativa vieja esta deformación era la correspondiente a una deformación del hormigón del 2‰, ahora, en la nueva instrucción este valor viene dado en función de f_{ck} (resistencia del hormigón). Por otra parte el punto final de la recta es el correspondiente con la deformación de rotura del hormigón a flexión (ϵ_{cu}) que en la normativa vieja era del 3,5‰ y ahora ϵ_{cu} depende también de f_{ck} .



Diagramas parábola-rectángulo instrucciones EHE

	Tensión en el hormigón σ_c (N/mm^2)
ANTES	$\sigma_c = 0.85 f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \rightarrow \text{si } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0}$ $\sigma_c = 0.85 f_{cd} \rightarrow \text{si } \varepsilon_{c0} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$
AHORA	$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)^n \right] \rightarrow \text{si } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c0}$ $\sigma_c = f_{cd} \rightarrow \text{si } \varepsilon_{c0} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}$ <ul style="list-style-type: none"> siendo para $f_{ck} \leq 50$ (N/mm^2): n (grado de la parábola) = 2 $\varepsilon_{c0} = 0.002$ $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ siendo para $f_{ck} > 50$ (N/mm^2): $n = 1.4 + 9.6 \left[\frac{100 - f_{ck}}{100} \right]^4$ $\varepsilon_{c0} = 0.002 + 8.5 \cdot 10^{-5} (f_{ck} - 50)^{0.50}$ $\varepsilon_{cu} = 0.0026 + 0.0144 \left[\frac{100 - f_{ck}}{100} \right]^4$

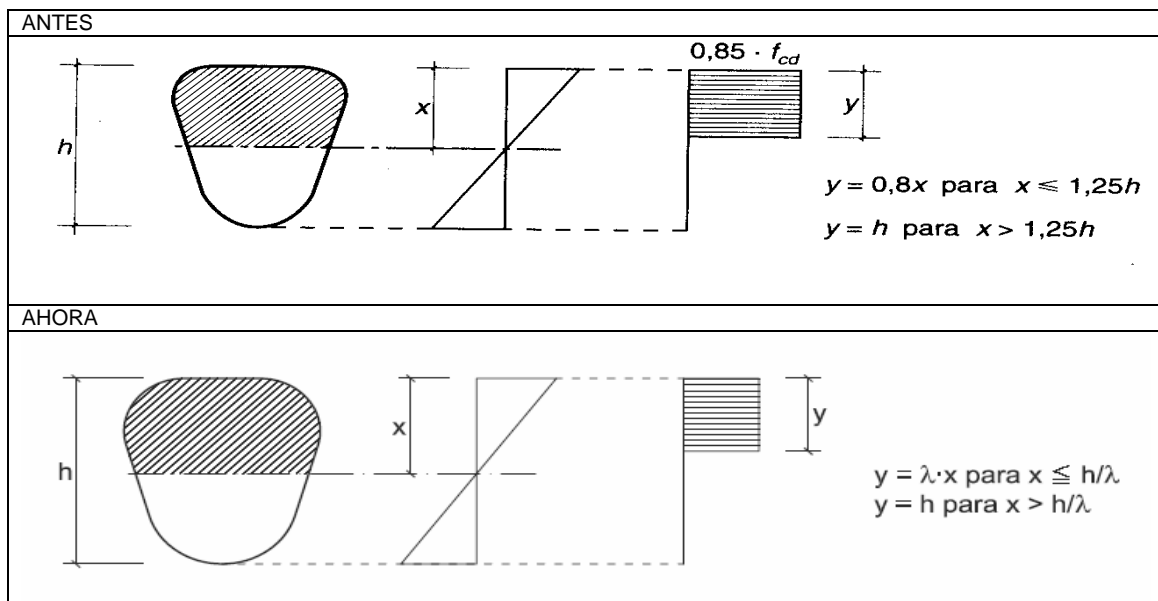
, siendo: $\varepsilon_c \rightarrow$ deformación producida por el hormigón de la pieza ($\%$)

$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \rightarrow$ resistencia de cálculo del hormigón en compresión (N/mm^2)

$\gamma_c \rightarrow$ coef. parcial seguridad de la tabla 15.3 de la EHE-08 y cuyo valor es 1.5 (acción persistente o transitoria) o 1.3 (acción accidental)

b) Diagrama rectangular:

En el siguiente diagrama la hipótesis que se usa es la de un bloque de compresiones rectangular de altura “y”, anchura “ σ_c ” y profundidad “b”. En la nueva instrucción la altura y la anchura de dicho bloque vienen determinadas en función de la altura de la fibra neutra “x”, del canto total de la pieza “h” y de la resistencia de cálculo del hormigón a compresión “ f_{ck} ”. Además la tensión en el hormigón cambia de $0.85 f_{cd}$ en la normativa anterior a f_{cd} en la actual. Como en el anterior diagrama se distingue para el caso en que la resistencia es mayor o menor que $50 N/mm^2$.



	Bloque de compresiones c_c (KN)
ANTES	$c_c = \sigma_c \cdot b \cdot y$ $\sigma_c = 0,85 f_{cd} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ <ul style="list-style-type: none"> siendo para $f_{ck} \leq 50 \left(\frac{N}{mm^2} \right)$: $y = 0,8 \cdot x$ (mm) \rightarrow si $x \leq 1,25 \cdot h$ $y = h$ (mm) \rightarrow si $x > 1,25 \cdot h$ siendo para $f_{ck} > 50 \left(\frac{N}{mm^2} \right)$: $y = \lambda \cdot x$ (mm) \rightarrow si $x \leq \frac{h}{\lambda}$ $y = h$ (mm) \rightarrow si $x > \frac{h}{\lambda}$ $\lambda = \max \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}; \frac{2}{3} \right)$
AHORA	$c_c = \sigma_c \cdot b \cdot y$ $\sigma_c = \eta(x) \cdot f_{cd} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ $y = \lambda(x) \cdot h$ (mm) $\eta(x) = \eta \rightarrow$ si $0 < x \leq h$ $\eta(x) = 1 - (1 - \eta) \frac{h}{x} \rightarrow$ si $h \leq x < \infty$ $\lambda(x) = \lambda \frac{x}{h} \rightarrow$ si $0 < x \leq h$ $\lambda(x) = 1 - (1 - \lambda) \frac{x}{h} \rightarrow$ si $h \leq x < \infty$ <ul style="list-style-type: none"> siendo para $f_{ck} \leq 50 \left(\frac{N}{mm^2} \right)$: $\eta = 1$ $\lambda = 0.8$ siendo para $f_{ck} > 50 \left(\frac{N}{mm^2} \right)$: $\eta = 1 - (f_{ck} - 50) / 200$ $\lambda = 0.8 - (f_{ck} - 50) / 400$

, siendo η y λ coeficientes en función de la resistencia del hormigón.

Art. 39.6 Módulo de deformación longitudinal del hormigón

En función de la pendiente de la recta que se considere en el gráfico $\sigma - \varepsilon$ del hormigón, se puede obtener el módulo de deformación longitudinal inicial o secante del hormigón (ver gráfico adjunto)

Se conoce como módulo de deformación longitudinal secante del hormigón “ E_{cm} ” al cociente entre la tensión aplicada y la deformación elástica correspondiente y se determina mediante la pendiente de la secante de la curva real $\sigma - \varepsilon$ del hormigón.

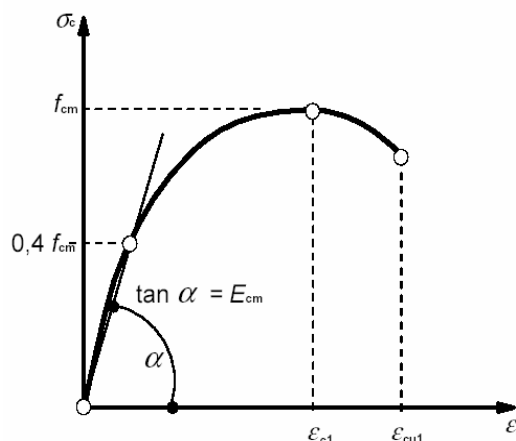


Gráfico $\sigma - \varepsilon$ hormigón

Por su parte el módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón “ E_c ”, utilizado para cargas instantáneas o rápidamente variables, es la pendiente de la tangente en el origen.

	Módulo de deformación long. secante del hormigón a 28 días E_{cm} (N/mm^2)
ANTES	$E_{cm} = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} \rightarrow \text{si } \sigma_c < 0,45 f_{cm}$
AHORA	$E_{cm} = 8500 \sqrt[3]{f_{cm}} \rightarrow \text{si } \sigma_c < 0,40 f_{cm}$

	Módulo de deformación long. inicial del hormigón a 28 días E_c (N/mm^2)
ANTES	$E_c = 10000 \sqrt[3]{f_{cm}}$
AHORA	$E_c = \beta_E \cdot E_{cm}$ $\beta_E = \min \left(1,30 - \frac{f_{ck}}{400}; 1,175 \right)$

Hay que tener en cuenta que el crecimiento del módulo con la edad no es igual al que experimenta la resistencia a compresión. Esto significa que para hallar el módulo de deformación a una edad concreta, por un lado hay que encontrar la resistencia ($f_{cm,j}$ o

$f_{cm(t)}$) a dicha edad, a continuación aplicar la fórmula para obtener el módulo de deformación y posteriormente corregir el valor obtenido en función de la edad a la que se analiza y del tipo de árido empleado.

	Módulo de deformación long. inicial y secante del hormigón a "j" días $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$		
ANTES	$E_{cj}' = 10000 \sqrt[3]{f_{cm,j}}$	si el árido no es cuarcítico multiplicar por el coeficiente " α " de la tabla 39.6.a de la EHE-98	$E_{cj} = \alpha \cdot \beta \cdot E_{cj}'$
	$E_{cm,j}' = 8500 \sqrt[3]{f_{cm,j}}$	según la edad y tipo de hormigón multiplicar por el factor " β " de la tabla 39.6.b de la EHE-98	$E_{cm,j} = \alpha \cdot \beta \cdot E_{cm,j}'$
AHORA	$E_{c(t)}' = \beta_E \cdot E_{cm(t)}'$	si el árido no es cuarcítico multiplicar por el coeficiente " α " de la tabla 39.6.a de la EHE-98	$E_{c(t)} = \alpha \cdot E_{c(t)}'$
	$E_{cm(t)}' = \left(\frac{f_{cm(t)}}{f_{cm}}\right)^{0.3} \cdot E_{cm}$		$E_{cm(t)} = \alpha \cdot E_{cm(t)}'$

Art. 39.7	Retracción del hormigón
-----------	-------------------------

Se entiende por retracción del hormigón el proceso por el cual éste pierde parte del agua que contiene por evaporación produciendo una deformación del mismo. Dicha deformación (ε), al no disponer de unidades, se considerará negativa si la deformación es de contracción. Este fenómeno empieza cuando cesa el endurecimiento, que tiene una durada de 6 horas aproximadamente des del final del hormigonado.

En la nueva instrucción únicamente nos indica que para la evaluación de la retracción del hormigón, han de tenerse en cuenta las diversas variables que influyen en el fenómeno, en especial: el grado de humedad ambiente, el espesor o menor dimensión de la pieza, la composición del hormigón y el tiempo transcurrido desde la ejecución, por lo que para su cálculo se utilizarán las expresiones indicadas en la EHE-98.

	Deformación por retracción del hormigón ε_{cs} (‰)
	$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \beta_s(t - t_s)$ <p>$t \rightarrow$ instante de evaluación, en días (d)</p> <p>$t_s \rightarrow$ inicio de la retracción, en días (d)</p> <p>$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s \cdot \beta_{HR} \rightarrow$ coeficiente básico de retracción (‰)</p> $\varepsilon_s = (570 - 5 \cdot f_{ck}) \cdot 10^{-6}$ $\beta_{HR} = -1,55 \left[1 - \left(\frac{HR}{100} \right)^3 \right] \rightarrow$ estructura al aire (Humedad Relativa < 100%) <p>$\beta_{HR} = 0,25 \rightarrow$ estructura sumergida</p> $\beta_s(t - t_s) = \sqrt{\frac{t - t_s}{0,035e^2 + (t - t_s)}} \rightarrow$ evolución temporal de la retracción <p>$e = \frac{2A_c}{u} \rightarrow$ espesor medio (mm)</p> <p>$A_c \rightarrow$ área de la sección transversal (mm^2)</p> <p>$u \rightarrow$ perímetro en contacto con la atmósfera (mm)</p>

Art. 39.8 Fluencia del hormigón

La fluencia es la deformación que se produce al largo del tiempo por la aplicación continua de una tensión. Para la medición de la deformación esta tensión debe ser menor que $0,45 f_{cm}$ y hallar un nuevo parámetro $\varphi(t, t_0)$ (coeficiente de fluencia) para poder aplicar la siguiente fórmula:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \sigma(t_0) \left(\frac{1}{E_{c,0}} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c,28}} \right) (\text{‰}), \text{ siendo:}$$

$E_{c,28} = E_c \rightarrow$ Módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón, tangente en el origen, a los 28 días de edad (N/mm^2)

$E_{c,0} \rightarrow$ Módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón en el instante 0 de aplicación de la carga (N/mm^2)

$\varphi(t, t_0) \rightarrow$ Coeficiente de fluencia.

En la nueva instrucción no nos indica el método para obtener el coeficiente de fluencia del hormigón, por lo que si no disponemos del mismo, se tendrán que aplicar las expresiones indicadas en la EHE-98.

	Coeficiente de fluencia $\varphi(t, t_0)$
	$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \beta_c(t - t_0)$ $\varphi_0 = \varphi_{HR} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$ $\varphi_{HR} = 1 + \frac{100 - HR}{9,9e^{1/3}}$ $\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{ck} + 8}} \rightarrow f_{ck} \text{ en } \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ $\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0,2}}$ $\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0,3}$ $\beta_H = \min \left(1,5 \exp \left[1 - \left(1 + (0,012 \cdot HR)^{18} \right) \right] + 250; 1500 \right)$

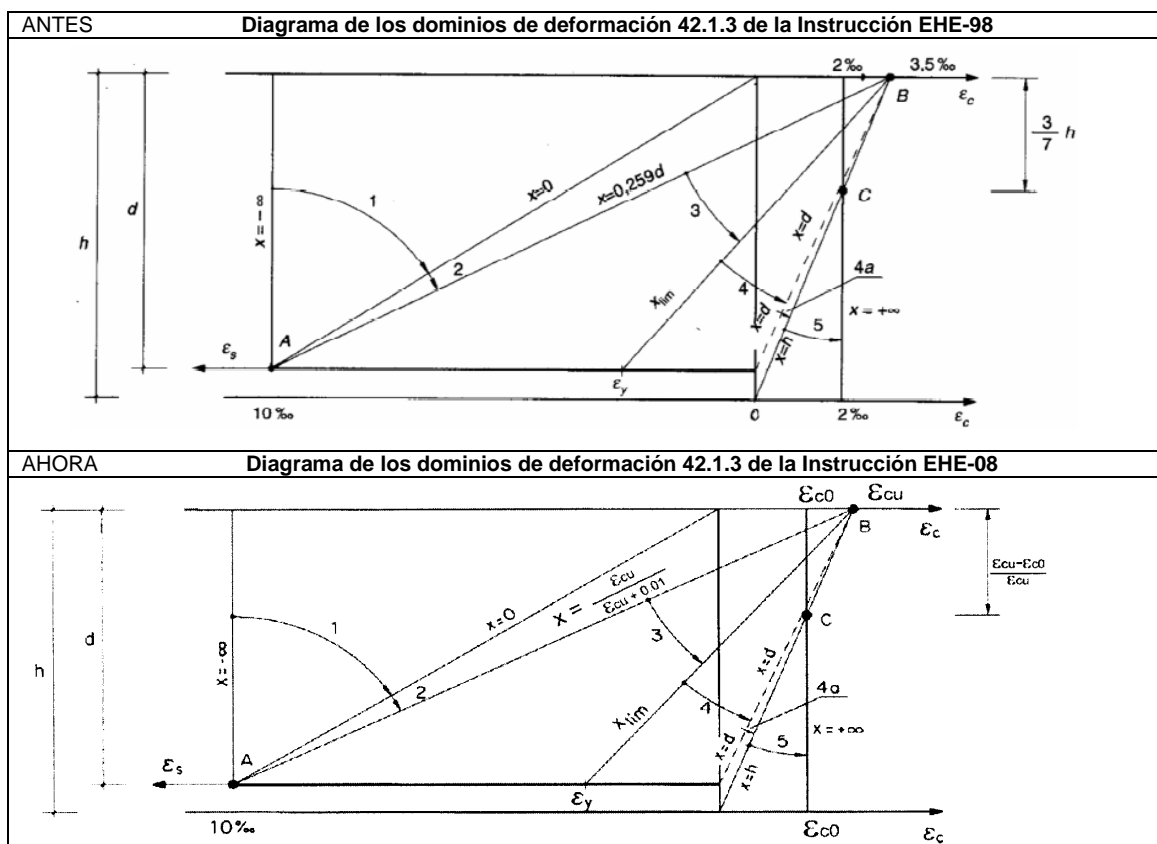
CAPITULO X (CÁLCULOS RELATIVOS A LOS ELU)

Artículo 42º Estado Límite de Agotamiento frente a solicitaciones normales

Art. 42.1.3	Dominios de deformación
-------------	-------------------------

Dado un elemento estructural de hormigón y acero, visto en perfil longitudinal, existen distintos dominios de deformación para el acero (ε_s) y el hormigón (ε_c) en función del tipo de sollicitación (flexión, compresión o tracción) al que están sometidos.

Para determinar dichos dominios se utiliza el diagrama 42.1.3 de la EHE, en la cual en función del tipo de sollicitación se originará una recta de deformación que gira alrededor de alguno de los puntos de giro A, B o C. Esta recta de deformación dará la magnitud que se deforman el acero (ε_s) y el hormigón (ε_c) debido al esfuerzo.



, siendo:

$\varepsilon_c, \varepsilon_{c0}, \varepsilon_{cu} \rightarrow$ La deformación del hormigón producida, su deformación de rotura a compresión simple y su deformación de rotura a flexión respectivamente (‰).

$\varepsilon_s \rightarrow$ La deformación del acero producida. Se limita el alargamiento del acero al 10‰ por considerar que se alcanza el agotamiento por exceso de deformación plástica (‰).

$\varepsilon_y \rightarrow$ Deformación correspondiente al límite elástico del acero. Su valor considerado es 2‰ ya que constituye una simplificación razonable y un valor intermedio entre los correspondientes a los aceros disponibles.

$x \rightarrow$ Posición de la fibra neutra (mm)

$h \rightarrow$ canto total de la pieza (mm)

$d \rightarrow$ canto útil de la pieza (mm)

En caso que el hormigón empleado tenga una resistencia (f_{ck}) menor de 50 (N/mm^2), entonces el diagrama de los dominios de deformación no cambia respecto la normativa anterior ya que no varían las deformaciones del hormigón.

Así pues en la instrucción se distinguen 5 dominios en función de las solicitaciones, los cuales serán indicados a continuación para hormigones con $f_{ck} \leq 50 \left(\frac{N}{mm^2} \right)$:

- **Dominio 1:** Toda la sección está a tracción. La profundidad del eje neutro varía desde $x = -\infty$ ($\varepsilon_s = \varepsilon_c = 10 \text{ ‰}$) hasta $x = 0$ ($\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}, \varepsilon_c = 0$).
- **Dominio 2:** La sección está sometida a flexión sin que el hormigón alcance la deformación de rotura a flexión. La profundidad del eje neutro varía desde $x = 0$ hasta $x = 0.259d$, que corresponde al punto crítico en que ambos materiales alcanzan sus deformaciones máximas: $\varepsilon_s = 10 \text{ ‰}$ y $\varepsilon_c = 3.5 \text{ ‰}$.
- **Dominio 3:** La sección está sometida a flexión, variando la posición del eje neutro desde $x = 0.259d$ hasta $x = x_{lim}$, profanidad límite en que la armadura más traccionada alcanza la deformación ε_y correspondiente a su límite elástico.
- **Dominio 4:** La profanidad del eje neutro varía desde $x = d$ hasta $x = h$, en donde todo el hormigón empieza a estar comprimido.
- **Dominio 5:** La profundidad del eje neutro varía desde $x = h$ hasta $x = +\infty$, es decir, hasta que toda la sección este sometida a compresión.

Art. 42.3.2	Flexión simple o compuesta
-------------	----------------------------

Cuando el agotamiento de una sección se produce por flexión, la armadura resistente longitudinal traccionada deberá cumplir la siguiente limitación:

	Limitación de la armadura traccionada para una pieza sometida a flexión
ANTES	$A_p \cdot f_{pd} + A_s f_{yd} \geq 0,25 f_{cd} \frac{W_b}{h}$
AHORA	$A_p \cdot f_{pd} \frac{d_p}{d_s} + A_s f_{yd} \geq \frac{W_b}{z} f_{ctm,fl} + \frac{P_k}{z} \left(\frac{W_b}{A_c} + e \right)$

, siendo:

$A_p, A_s \rightarrow$ Área de la armadura activa y pasiva a tracción respectivamente (mm^2)

$f_{pd} \rightarrow$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa en tracción (N/mm^2).

Se consigue dividiendo el límite elástico “ f_{yk} ” característico por el cociente parcial de seguridad $\gamma_s = 1.15$ para una acción persistente o transitoria.

$f_{yd} \rightarrow$ Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción. (N/mm^2)

Se consigue igual que para la armadura activa.

$f_{cd} \rightarrow$ Resistencia de cálculo del hormigón en compresión (N/mm^2)

$f_{ctm,fl} \rightarrow$ Resistencia media a flexotracción del hormigón (N/mm^2)

$W_b \rightarrow$ Módulo resistente de la sección bruta (toda la pieza) relativo a la fibra más traccionada (mm^3)

$h \rightarrow$ Canto de la pieza (mm)

$P_k \rightarrow$ Fuerza de pretensado descontando las pérdidas (KN)

$A_c \rightarrow$ Área total de la sección de la pieza de hormigón (mm^2)

$e \rightarrow$ Excentricidad del pretensado respecto centro de gravedad sección bruta (mm)

$d_p, d_s \rightarrow$ Profundidad de la armadura activa y pasiva respectivamente (mm) desde la fibra más comprimida de la sección. En caso de que solo exista armadura activa

en la sección de cálculo, se considerará $\frac{d_p}{d_s} = 1$

$z \rightarrow$ Brazo mecánico de la sección. Puede adoptarse $z = 0.9 \cdot d$ (mm)

La limitación impuesta a la armadura de tracción aparece justificada por la necesidad de evitar que, debido a la insuficiencia de dicha armadura para asegurar la transmisión de los esfuerzos en el momento en que el hormigón se fisura, pueda romperse la pieza sin aviso previo al alcanzar el hormigón su resistencia a tracción. Por lo tanto, deberá disponerse una armadura suficiente para resistir una fuerza de tracción igual a la del bloque traccionado de la sección antes de producirse la fisuración.

Art. 42.3.3 Compresión simple o compuesta

En las secciones sometidas a compresión, las armaduras principales en compresión A'_{s1} y A'_{s2} (ver figura adjunta), deberán cumplir las limitaciones siguientes:

Limitación de la armadura para una pieza sometida a compresión	
$A'_{s1} \cdot f_{yc,d} \geq 0.05 N_d$	$y \quad A'_{s1} \cdot f_{yc,d} \leq 0.5 f_{cd} \cdot A_c$
$A'_{s2} \cdot f_{yc,d} \geq 0.05 N_d$	$y \quad A'_{s2} \cdot f_{yc,d} \leq 0.5 f_{cd} \cdot A_c$

, siendo:

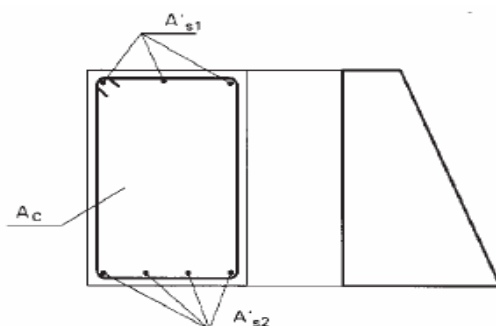
$A'_{s1}, A'_{s2} \rightarrow$ El área de las principales armaduras a compresión (mm^2)

$A_c \rightarrow$ Área total de la sección de la pieza de hormigón (mm^2)

$f_{yc,d} \rightarrow$ Resist. cálculo acero compresión. $f_{yc,d} = f_{yd} \rightarrow$ si $f_{yd} \leq 400 \frac{N}{mm^2}$

$f_{cd} \rightarrow$ Resistencia de cálculo del hormigón en compresión ($\frac{N}{mm^2}$)

$N_d \rightarrow$ Esfuerzo axial (compresión) en la pieza con su valor de cálculo (aplicando coeficientes de seguridad o mayoración). (KN)



Armaduras principales a compresión

Art. 42.3.4	Tracción simple o compuesta
--------------------	------------------------------------

En caso de las secciones sometidas a tracción, deberán cumplirse las siguientes limitaciones:

	Limitación de la armadura para una pieza sometida a tracción
ANTES	$A_p \cdot f_{pd} + A_s f_{yd} \geq 0,20 f_{cd} A_c$
AHORA	$A_p \cdot f_{pd} + A_s f_{yd} \geq P_k + A_c f_{ctm}$, siendo $f_{ctm} \rightarrow$ resistencia media a tracción del hormigón.

Art. 42.3.5	Cuantía geométrica mínima
--------------------	----------------------------------

Las cuantías geométricas mínimas de armadura pasiva se definen principalmente para controlar la fisuración en elementos en los que los esfuerzos principales son debidos a deformaciones impuestas producidas por temperatura y retracción.

Las cuantías geométricas de armadura pasiva de una pieza se pueden determinar mediante las siguientes expresiones:

$$\rho = \frac{A_s}{b_o \cdot d} \rightarrow \text{cuantía geométrica de armadura pasiva a tracción (\%)}_0$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_o \cdot d} \rightarrow \text{cuantía geométrica de armadura pasiva a compresión (\%)}_0$$

, siendo: $b_o \rightarrow$ anchura neta de la sección de hormigón, obtenida a partir de la total al restarle los huecos practicados en el hormigón, como por ejemplo los realizados para entubaciones. (mm)
 $d \rightarrow$ canto útil de la pieza. (mm)

La tabla indicada en este punto de la instrucción sirve para determinar la cantidad de armadura mínima en ‰ referida a la sección total de hormigón en función del acero utilizado, siempre que estos valores resultes mas exigentes que los señalados en 42.3.2, 42.3.3 y 42.3.4.

Elemento estructural		Cuantías geométricas de armadura pasiva mínimas	
		Acero B 400 S	Acero B 500 S
Pilares		4,0 ‰	4,0 ‰
Losas de cimentación y zapatas	ANTES	Requieren un estudio especial	Requieren un estudio especial
	AHORA	1,0 ‰ por dirección en el inf.	0,9 ‰ por dirección en el inf.
Losas		2,0 ‰	1,8 ‰
Forjados unidireccionales	ANTES	No existía especificación	No existía especificación
	AHORA	4,0 ‰ (Nervios)	3,0 ‰ (Nervios)
		1,4 ‰ (armadura perpend.)	1,1 ‰ (armadura perpend.)
		0,7 ‰ (armadura paralela)	0,6 ‰ (armadura paralela)
Vigas		3,3 ‰ (en cara a tracción)	2,8 ‰ (en cara a tracción)
Muros		4,0 ‰ (armadura horizontal)	3,2 ‰ (armadura horizontal)
		1,2 ‰ (armadura vertical)	0,9 ‰ (armadura vertical)

Artículo 44º Estado Límite de Agotamiento frente a cortante

Las comprobaciones relativas al Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante pueden llevarse a cabo a partir del esfuerzo efectivo (V_{rd}) dado por la siguiente expresión:

$$V_{rd} = V_d + V_{pd} + V_{cd} \text{ (KN)}, \text{ siendo:}$$

$V_d \rightarrow$ valor de cálculo del esfuerzo cortante de las acciones exteriores (KN)

$V_{pd} \rightarrow$ valor de cálculo de la fuerza de pretensado paralela a la sección (KN)

$V_{cd} \rightarrow$ valor de cálculo de la fuerza paralela a la sección en piezas de sección variable (KN).

Debido a que el Estado Límite de Agotamiento por esfuerzo cortante se puede alcanzar por agotarse la resistencia a compresión o a tracción, es necesario que comprobar que se cumple simultáneamente:

$V_{rd} \leq V_{u1} \rightarrow$ siendo V_{u1} el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma

$V_{rd} \leq V_{u2} \rightarrow$ siendo V_{u2} el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma.

Art. 44.2.3.1 Obtención de V_{u1}

El cortante que agota el alma de la sección por compresión oblicua se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_{u1} = k \cdot f_{1cd} \cdot b_0 \cdot d \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \text{ (KN) , siendo:}$$

ANTES	$f_{1cd} = 0,60 f_{cd} \rightarrow$ Resistencia máxima a compresión del hormigón $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$
AHORA	$f_{1cd} = 0,60 f_{cd}$ si $f_{ck} \leq 60 \text{ N/mm}^2$ $f_{1cd} = \left(0,90 - \frac{f_{ck}}{200}\right) f_{cd} \geq 0,50 \cdot f_{cd}$ si $f_{ck} > 60 \text{ N/mm}^2$
ANTES	$k = \frac{5}{3} \left(1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right) < 1,0 \rightarrow$ Coeficiente que depende del axil. $\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} \rightarrow$ Tensión axial media en el hormigón $\left(\frac{N}{mm^2}\right)$
AHORA	$k = 1,00 \rightarrow$ sin pretensado o sin axil de compresión $k = 1 + \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}} \rightarrow$ para $0 < \sigma'_{cd} \leq 0,25 f_{cd}$ $k = 1,25 \rightarrow$ para $0,25 f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 0,50 f_{cd}$ $k = 2,5 \left(1 - \frac{\sigma'_{cd}}{f_{cd}}\right) \rightarrow$ para $0,50 f_{cd} < \sigma'_{cd} \leq 1,00 f_{cd}$ $\sigma'_{cd} = \frac{N_d - A'_s \cdot f_{yc,d}}{A_c} \left(\frac{N}{mm^2}\right)$, siendo $A'_s \cdot f_{yc,d} = 0$ para <u>NO</u> pilares
	$\alpha \rightarrow$ ángulo de las armaduras con el eje de la pieza ($^\circ$) $\theta \rightarrow$ ángulo entre las bielas de compresión (representación de la compresión del hormigón) y eje de la pieza. Se adoptará un valor que cumpla $0.5 \leq \cot \theta \leq 2$ ($^\circ$)

Art. 44.2.3.2.1 Obtención de V_{u2} en regiones sin armadura de cortante

Para piezas sin armadura de cortante no es necesario analizar V_{u1} , entonces solo hay que realizar la comprobación de que $V_{u2} < V_{rd}$. El estudio se realizará:

1. Para $M_a > M_f$ en una sección situada a una distancia del borde del apoyo correspondiente a la intersección entre la línea del c.d.g. y otra que forme 45° respecto del borde del apoyo (EHE 08).
2. Para $M_a \leq M_f$ en sección situada a “d” (canto útil) del punto $M_a = M_f$

	Cálculo del esfuerzo cortante de agotamiento por tracción V_{u2} (KN)
ANTES	$V_{u2} = \left[0,12\xi(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] b_0 \cdot d \rightarrow \text{si } M_a > M_f$ $\xi = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \rightarrow d \text{ en (mm)}$ $\rho_l = \frac{A_s + A_p \frac{f_{pd}}{f_{yd}}}{b_0 \cdot d} < 0,02 \rightarrow \text{cuantía geométrica de armadura long. traccionada (\%)}_0$ <p>$M_a \rightarrow$ Momento aplicado en la sección (KN·m)</p> <p>$\sigma'_{cd} = \frac{N_d}{A_c} \rightarrow$ Tensión axial media en el hormigón (N/mm^2)</p> <p>$M_f \rightarrow$ Momento de fisuración de la sección (KN·m)</p> <p>$f_{ctd} \rightarrow$ Resistencia de cálculo a tracción del hormigón (N/mm^2)</p>
ANTES	$V_{u2} = \frac{I \cdot b_0}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma'_{cd} \cdot f_{ctd}} \rightarrow \text{si } M_a \leq M_f$ <p>$\sigma'_{cd} \rightarrow$ tensión axial media (por pretensado) en el hormigón (N/mm^2) $N_d = P_k$</p> <p>$I, S \rightarrow$ momento de inercia y estático respectivamente de la sección transversal.</p> <p>$\alpha_l \rightarrow$ coeficiente igual a $\frac{x}{(1,2 \cdot l_{bd})} \leq 1$</p> <p>$x \rightarrow$ distancia de la sección al extremo de apoyo (mm)</p> <p>$l_{bd} \rightarrow$ long. de transferencia de la armadura activa de pretensado (mm) $l_{bd} = \frac{\phi \cdot \sigma_p}{21}$</p> <p>$\phi$ diámetro de la armadura (mm)</p> <p>σ_p tensión pretensado después pérdidas (N/mm^2)</p>

AHORA	$V_{u2} = \max \left(\left[\frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \cdot \rho_l \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d ; \left[\frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} f_{cv}^{1/2} + 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \right)$ <p>→ si $M_a > M_f$ (KN·m)</p> <p>$f_{cv} \rightarrow$ resistencia efectiva del hormigón a cortante $\left(\frac{N}{mm^2} \right)$</p> <p>$f_{cv} = \min(15; f_{ck})$ si $f_{ck} < 60 \text{ N/mm}^2$</p> <p>$\rho_l = \frac{A_s + A_p}{b_0 \cdot d} \leq 0,02 \rightarrow$ cuantía geométrica de la armadura long. a tracción ($\%$)</p>
AHORA	$V_{u2} = \frac{I \cdot b_0}{S} \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_l \cdot \sigma'_{cd} \cdot f_{ctd}} \rightarrow \text{si } M_a \leq M_f$ <p>$\alpha_l \rightarrow$ coeficiente igual a $\frac{l_x}{(1,2 \cdot l_{bd})} \leq 1$</p> <p>$l_x \rightarrow$ distancia de la sección al extremo del apoyo (mm)</p>

Art. 44.2.3.2.2 Piezas con armadura de cortante

Para piezas con armadura de cortante, además de analizar V_{u1} , es necesario también realizar la comprobación de que $V_{u2} < V_{rd}$, obteniéndose el esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma mediante la siguiente expresión:

$$V_{u2} = V_{cu} + V_{su}, \text{ siendo:}$$

$V_{cu} \rightarrow$ Contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo a cortante.

$V_{su} \rightarrow$ Contribución de armadura transversal del alma a la resist. al esfuerzo a cortante.

	Contribución del hormigón a la resist. al esfuerzo cortante V_{cu} (KN)
ANTES	$V_{cu} = \left[0,10 \xi (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} - 0,15 \cdot \sigma'_{cd} \right] b_0 \cdot d \cdot \beta$ <p>$\beta = \frac{2 \cot \theta - 2}{\cot \theta_e - 2} \rightarrow 0,5 \leq \cot \theta \leq \cot \theta_e$</p> <p>$\beta = \frac{2 \cot \theta - 1}{2 \cot \theta_e - 1} \rightarrow \cot \theta_e \leq \cot \theta \leq 2,0$</p>

	<p>$\theta \rightarrow$ ángulo entre las bielas de compresión y eje de la pieza ($^{\circ}$)</p> <p>$\theta_e \rightarrow$ ángulo de referencia de inclinación de las fisuras ($^{\circ}$)</p> $\cot g \phi_e = \frac{\sqrt{f_{ctm}^2 - f_{ctm}(\sigma_{xd} + \sigma_{yd}) + \sigma_{xd} \cdot \sigma_{yd}}}{f_{ctm} - \sigma_{yd}}$ <p>$\sigma_{xd}, \sigma_{yd} \rightarrow$ tensiones normales dirección "x" y "y" de cálculo</p>
AHORA	$V_{cu} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \xi (100 \rho_l f_{cv})^{1/3} + 0,15 \cdot \alpha_l \cdot \sigma'_{cd} \right] \cdot b_0 \cdot d \cdot \beta$ <p>$\alpha_l \rightarrow$ coeficiente igual a $\frac{x}{1,2 \cdot l_{bd}} \leq 1$</p>

	Contribución armadura transversal a la resist. esfuerzo cortante V_{su} (KN)
	$V_{su} = z \sin \alpha (\cot \alpha + \cot \theta) \sum A_{\alpha} f_{y\alpha,d}$ <p>$A_{\alpha} \rightarrow$ Área por unidad de longitud de cada grupo de armaduras que forman un ángulo α ($^{\circ}$) con el eje de la pieza $\left(\frac{mm^2}{m} \right)$.</p> <p>$f_{y\alpha,d} \rightarrow$ Resist. de cálculo de la armadura A_{α} (activa y pasiva) a tracción $\left(\frac{N}{mm^2} \right)$</p> <p>$z \rightarrow$ brazo mecánico (mm) :</p> <p>$z = 0,9 \cdot d \rightarrow$ ANTES para todos los casos</p> <p>$z = 0,9 \cdot d \rightarrow$ AHORA para flexión simple y flexotracción.</p> <p>$z = 0 < \frac{M_d + N_d \cdot z_0 - U'_s (d - d')}{N_d + U_s - U'_s} < 0,9d' \rightarrow$ AHORA en flexocompresión</p> <p>$z_0 \rightarrow$ Dist. armadura traccionada hasta punto de aplicación del axil (mm).</p> <p>$M_d \rightarrow$ Momento de cálculo aplicado. (KN·m)</p> <p>$d, d' \rightarrow$ Distancia desde la fibra más comprimida de hormigón hasta el centro de gravedad de la armadura traccionada (d) y comprimida (d'). (mm)</p> <p>$U_s = A_s f_{yd} \rightarrow$ Capacidad mecánica de la armadura de tracción (KN)</p> <p>$U'_s = A'_s f_{yd} \rightarrow$ Capacidad mecánica de la armadura de compresión (KN)</p>

Art. 44.2.3.4.1	Armaduras transversales
-----------------	-------------------------

La separación longitudinal " s_t " entre las armaduras transversales de una pieza deberá cumplir las condiciones siguientes para asegurar un adecuado comportamiento:

	Separación longitudinal entre las armaduras transversales s_t (mm)
ANTES	$s_t \leq 0,80d < 300mm \rightarrow \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5}V_{u1}$ $s_t \leq 0,60d < 300mm \rightarrow \text{si } \frac{1}{5}V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3}V_{u1}$ $s_t \leq 0,30d < 200mm \rightarrow \text{si } V_{rd} > \frac{2}{3}V_{u1}$
AHORA	$s_t \leq 0,75d(1 + \cot g\alpha) \leq 600mm \rightarrow \text{si } V_{rd} \leq \frac{1}{5}V_{u1}$ $s_t \leq 0,60d(1 + \cot g\alpha) \leq 450mm \rightarrow \text{si } \frac{1}{5}V_{u1} < V_{rd} \leq \frac{2}{3}V_{u1}$ $s_t \leq 0,30d(1 + \cot g\alpha) \leq 300mm \rightarrow \text{si } V_{rd} > \frac{2}{3}V_{u1}$

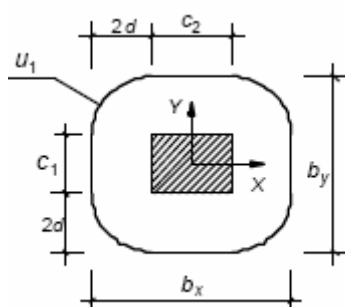
Las barras que constituyen la armadura transversal pueden ser activas o pasivas, pudiendo disponerse ambos tipos de forma aislada o en combinación. Dichas barras deben superar una cuantía mínima según la relación:

	Relación cuantía mínima de armadura transversal de una pieza ($\%$)
ANTES	$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq 0,02 f_{cd} \cdot b_0$
AHORA	$\sum \frac{A_\alpha \cdot f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq \frac{f_{ctm}}{7,5} \cdot b_0$

Artículo 46º Estado Límite de Agotamiento frente a punzonamiento

Art. 46.2 (art. 46.1)	Superficie crítica de punzonamiento
-----------------------	-------------------------------------

La superficie crítica para analizar el punzonamiento que produce una carga o reacción concentrada al actuar sobre una losa se obtiene a partir del perímetro del área cargada sumándole una distancia igual a 2d (ver figura adjunta).



Superficie crítica

, siendo:

- $u_1 \rightarrow$ perímetro área crítica (mm)
- $c_1 \rightarrow$ longitud “y” área cargada (mm)
- $c_2 \rightarrow$ longitud “x” área cargada (mm)
- $d \rightarrow$ canto útil de la losa (mm)
- $b_x \rightarrow$ longitud “x” superficie crítica (mm)
- $b_y \rightarrow$ longitud “y” superficie crítica (mm)

Art. 46.3 (art. 46.2)	Losas sin armadura de punzonamiento
-----------------------	-------------------------------------

No es necesaria la armadura de punzonamiento en las losas que se verifica $\tau_{sd} \leq \tau_{rd}$

	Tensión tangencial de cálculo en el perímetro crítico $\tau_{sd} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$
	$\tau_{sd} = \frac{F_{sd,ef}}{u_1 d}$ <p>$F_{sd,ef} = \beta F_{sd} \rightarrow$ Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo (KN)</p> <p>$\beta \rightarrow$ coeficiente que tiene en cuenta la excentricidad de la carga :</p> <p style="margin-left: 40px;">$\beta = 1,00 \rightarrow$ no se transmiten momentos entre losa y soporte</p> <p style="margin-left: 40px;">$\beta = 1,15 \rightarrow$ soportes interiores (existe momento)</p> <p style="margin-left: 40px;">$\beta = 1,40 / 1.50 \rightarrow$ soportes de borde / esquina (existe momento)</p>
	<p>$F_{sd} \rightarrow$ Esfuerzo de punzonamiento de cálculo, el cual es igual a la reacción del soporte menos las cargas exteriores y las fuerzas de pretensado que actúan a $h/2$ del área de carga (KN) .</p>

	Tensión máxima resistente en el perímetro crítico $\tau_{rd} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$
ANTES	$\tau_{rd} = 0,12 \xi (100 \cdot \rho_{lxy} \cdot f_{ck})^{1/3}$ <p>$\rho_{lxy} = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \rightarrow$ cuantía geométrica de armadura longitudinal de la losa en las dos direcciones. Se tiene que tener en cuenta aquella armadura existente a $3d$ de cada lado del área cargada (‰)</p>

AHORA	$\tau_{rd} = \max \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \cdot \rho_{lxy} \cdot f_{cv})^{1/3} + 0,1 \cdot \sigma'_{cd} ; \frac{0,075}{\gamma_c} \xi^{3/2} \cdot f_{cv}^{1/2} + 0,1 \cdot \sigma'_{cd} \right)$ <p>$f_{cv} \rightarrow$ resist. efectiva del hormigón a cortante (N/mm^2)</p> $f_{cv} = \min(15; f_{ck}) \text{ si } f_{ck} < 60 \text{ N/mm}^2$ $\sigma'_{cd} = \frac{(\sigma'_{cdx} + \sigma'_{cdy})}{2} < 0,30 \cdot f_{cd} \leq 12 \left(\frac{N}{mm^2} \right) \rightarrow \text{Tensión axial media del hormigón}$ $\sigma'_{cdx} = \frac{N_{d,x}}{A_x}, \sigma'_{cdy} = \frac{N_{d,y}}{A_y} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ $A_x = b_x \cdot h ; A_y = b_y \cdot h \rightarrow \text{superficies definidas por } b_x \text{ y } b_y \text{ (mm}^2\text{)}$ $N_{d,x} / N_{d,y} \rightarrow \text{todas las fuerzas axiales en la superficie crítica (KN)}$
-------	--

Art. 46.4 (art. 46.3)	Losas con armadura de punzonamiento
-----------------------	-------------------------------------

Cuando resulta necesaria la armadura de punzonamiento, es decir, cuando $\tau_{sd} > \tau_{rd}$, deben realizarse una serie de comprobaciones:

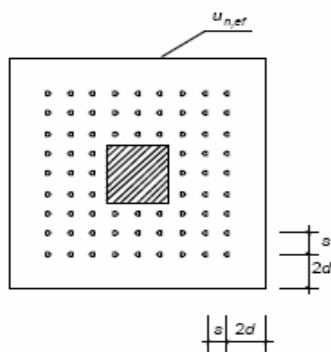
1. Comprobación en la zona con armadura transversal
2. Comprobación en la zona exterior a la armadura de punzonamiento
3. Comprobación en la zona adyacente al soporte o carga

Art. 46.4.1 (art. 46.3.1)	Zona con armadura transversal de punzonamiento
---------------------------	--

La armadura transversal de punzonamiento está formada por estribos verticales o barras situadas en la losa con un ángulo α respecto su directriz. El cálculo de esta armadura se realiza teniendo en cuenta que debe satisfacer la siguiente condición:

	Condición a satisfacer por la armadura transversal de punzonamiento en losas
ANTES	$\frac{A_{\alpha} \cdot f_{y\alpha,d}}{\sin \alpha} \geq 0,02 f_{cd} \cdot b_0 \text{ (N)}$ $b_0 = u_1 \text{ (mm)}$ $A_{\alpha} = \frac{A_{sw}}{s_t} \left(\frac{mm^2}{mm} \right), \text{ siendo}$ $A_{sw} \rightarrow \text{Área total de armadura de punzonamiento en un perímetro}$

	<p>concéntrico al área cargada (ver figura adjunta).</p> <p>$s_t \rightarrow$ Dist. entre armaduras de dos perímetros concéntricos. Tiene que cumplir las indicaciones del Art.44.2.3.4.1 (ver figura adjunta)</p>
AHORA	$\tau_{sd} \leq 0,75 \cdot \tau_{rd} + 1,5 \frac{A_{sw} \cdot f_{y\alpha,d} \cdot \sin \alpha}{s \cdot u_1} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ <p>$f_{y\alpha,d} \rightarrow$ Resist. de cálculo de la armadura A_α a tracción $\left(\frac{N}{mm^2} \right)$</p>



Armado de punzonamiento

Art. 46.4.2 (art. 46.3.2)	Zona exterior a la armadura de punzonamiento
---------------------------	--

En la zona exterior a la armadura de punzonamiento es necesario comprobar que no se requiere dicha armadura mediante la siguiente expresión:

	Condición para no realizar armadura en zona ext. armadura de punzonamiento
ANTES	$F_{sd,ef} \leq 0,12 \xi (100 \cdot \rho_{lxy} \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_{n,ef} \cdot d \quad (KN)$ <p>$u_{n,ef} \rightarrow$ perímetro exterior definido en figura artículo anterior (mm)</p> <p>$\rho_{lxy} = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \rightarrow$ cuantía geométrica de armadura longitudinal del perímetro $u_{n,ef}$ (‰).</p>
AHORA	$F_{sd,ef} \leq \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \xi (100 \cdot \rho_{lxy} \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,1 \cdot \sigma'_{cd} \right) \cdot u_{n,ef} \cdot d \quad (KN)$

Art. 46.4.3 (art. 46.4)	Zona adyacente a soporte o carga
-------------------------	----------------------------------

En la zona adyacente al soporte o carga, debe comprobarse que el esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo cumple la limitación:

	Condición a satisfacer por el esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo $F_{sd,ef}$
ANTES	$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq f_{1cd} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ <p>$f_{1cd} \rightarrow$ Resistencia a compresión del hormigón (ver Art. 44.2.3.1)</p> <p>$u_0 \rightarrow$ Perímetro de comprobación (mm)</p> <p>$u_0 =$ perímetro de la sección transversal del soporte para un soporte int.</p> <p>$u_0 = c_1 + 3d \leq c_1 + 2c_2$, para soporte de borde (ver figura artículo 46.2)</p> <p>$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$, para soporte de esquina (ver figura artículo 46.2)</p>
AHORA	$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq 0,5 \cdot f_{1cd} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$

Artículo 47º Estado Límite Agotamiento por esfuerzo rasante en juntas hormigones

En este apartado se estudia el esfuerzo rasante de cálculo “ $\tau_{r,d}$ ” producido por la sollicitación tangencial a la que se ve sometida una junta entre hormigones. Dicha junta se produce cuando sobre una pieza de hormigón ya fraguada, se vierte otra capa de hormigón, como por ejemplo cuando se añade la capa de compresión de las placas alveolares de forjado. La tensión rasante de cálculo se determina mediante:

$$\tau_{r,d} = \frac{\Delta C \text{ ó } \Delta T}{p \cdot d} \left(\frac{N}{mm^2} \right) \text{ , siendo:}$$

ΔC y $\Delta T \rightarrow$ Variación de los bloques de compresión/tracción de los hormigones (N).

$p \rightarrow$ Perímetro correspondiente a la superficie de contacto de los hormigones (mm)

$d \rightarrow$ Canto útil de la pieza (mm). En piezas pretensadas se tomará $d = \max\{d, 0,8 \cdot h\}$

Art. 47.2 Resistencia a esfuerzo rasante en juntas entre hormigones

ANTES	$\tau_{md} \leq \beta_1 \cdot f_{ctd} + \frac{A_{st}}{s_j \cdot p} f_{y\alpha,d} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu \sigma_{cd} \leq 0,25 f_{cd}$ $\tau_{md} = \frac{V_d}{p \cdot z} \rightarrow \text{Valor medio de la tensión rasante de cálculo } \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ $V_d \rightarrow \text{Valor de cálculo del esfuerzo cortante (KN)}$ $f_{ctd} \rightarrow \text{Resistencia de cálculo a tracción del hormigón más débil } \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ $\sigma_{cd} \rightarrow \text{Tensión externa axial de cálculo en el hormigón } \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ $A_{st} \rightarrow \text{Sección de las barras de acero, en caso de existir, que cosen la}$ $\text{junta (mm}^2\text{). Solo se contabilizará cuando } \frac{A_{st}}{s_j \cdot p} \geq \frac{0,38}{f_{y\alpha,d}}$ $s_j \rightarrow \text{Separación armaduras cosen junta (mm) (ver Art. 47.3)}$ $\alpha \rightarrow \text{Angulo de las barras de cosido con el plano de la junta (°)}$ $\beta_1, \mu \rightarrow \text{Coeficientes en función del tipo de superficie.}$ $\beta_1 = 0,2 \text{ y } \mu = 0,6 \rightarrow \text{superficies con rugosidad baja}$ $\beta_1 = 0,6 \text{ y } \mu = 0,9 \rightarrow \text{superficies con rugosidad alta}$
AHORA	$\tau_{r,d} \leq \tau_{r,u} \rightarrow \text{siendo } \tau_{r,u} \text{ la tensión rasante de agotamiento}$ <ul style="list-style-type: none"> Si no se cose la junta con la armadura transversal. $\tau_{r,u} = \beta_1 \left(1,30 - 0,30 \frac{f_{ck}}{25} \right) f_{ctd} \geq 0,70 \cdot \beta_1 \cdot f_{ctd} \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ $f_{ck} \rightarrow \text{Resist. a compresión del hormigón mas débil de la junta } \left(\frac{N}{mm^2} \right)$ $\beta_1 \rightarrow \text{coeficiente en función del tipo de superficie.}$ $\beta_1 = 0,2 \text{ en superficies con rugosidad baja}$ $\beta_1 = 0,4 \text{ en superficies con rugosidad alta}$ $\beta_1 = 0,8 \text{ superficies con rugosidad alta que disponen de un}$ <p>sistema que mejora la unión (Ej. Cola de milano)</p>

	<ul style="list-style-type: none"> Si se cose la junta con la armadura y $\tau_{r,d} \leq 2,5\beta_1 \cdot \left(1,30 - 0,30 \frac{f_{ck}}{25}\right) \cdot f_{ctd}$ $\tau_{r,u} \leq \beta_1 \cdot \left(1,30 - 0,30 \frac{f_{ck}}{25}\right) \cdot f_{ctd} + \left(\frac{A_{st}}{s_j \cdot p} f_{y\alpha,d} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu \sigma_{cd} \right) \leq 0,25 \cdot f_{cd}$ <p>$\alpha \rightarrow$ coeficiente en función del tipo de superficie</p> <p>$\alpha = 0.3$ en superficies con rugosidad baja</p> <p>$\alpha = 0.6$ en superficies con rugosidad alta</p> <p>$A_{st} \rightarrow$ Sección de las barras de acero que cosen la junta (mm^2). Solo se contabilizará cuando $\frac{A_{st}}{s_j \cdot p} \geq 0.001$</p> <ul style="list-style-type: none"> Si se cose la junta con la armadura y $\tau_{rd} > 2,5\beta_1 \cdot \left(1,30 - 0,30 \frac{f_{ck}}{25}\right) \cdot f_{ctd}$ $\tau_{r,u} = \left(\frac{A_{st}}{s_j \cdot p} f_{y\alpha,d} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) + \mu \sigma_{cd} \right) \leq 0,25 \cdot f_{cd}$ <p>$\alpha \rightarrow$ coeficiente en función del tipo de superficie</p> <p>$\alpha = 0.6$ en superficies con rugosidad baja</p> <p>$\alpha = 0.9$ en superficies con rugosidad alta.</p>
--	---

Art. 47.3	Disposiciones relativas a las armaduras
-----------	---

AHORA	<p>La separación entre armaduras transversales que cosen la superficie de contacto "s_j" no será superior al menor de los valores siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Canto de la sección compuesta - Cuatro veces la menor dimensión de las piezas que unen la junta - 60 cm <p>Las armaduras transversales de cosido de la superficie de contacto deben quedar adecuadamente ancladas por ambos lados a partir de la junta.</p>
-------	--

CAPITULO XI (CÁLCULOS RELATIVOS A LOS ELS)

Artículo 49º Estado Límite de Fisuración

Anexo 8º-3	Comprobación de la fisuración en forjados unidireccionales por elementos prefabricados y hormigón vertido en obra.
------------	--

En estructuras compuestas por elementos prefabricados y hormigón vertido in situ deberá considerarse, en el cálculo de tensiones, las distintas fases que experimentan los elementos estructurales tanto en las cargas actuantes como en las condiciones de apoyo.

A falta de otros criterios, las tensiones pueden evaluarse a partir de la Hipótesis de Navier utilizando la siguiente expresión:

ANTES	$M_a = [\alpha g_1 + (1 - k_1) g_2] \frac{l^2}{8} + (g_3 + q) \frac{l_0^2}{8} \rightarrow \text{Momento aplicado (KN}\cdot\text{m)}$ $\alpha_1 = \frac{W'_{bh}}{W_{bh}} \rightarrow \text{coeficiente de penalización de la sección simple y compuesta.}$ <p>$W'_{bh} \rightarrow$ módulo resistente de la sección compuesta (mm^3)</p> <p>$W_{bh} \rightarrow$ módulo resistente de la sección simple (mm^3)</p> <p>$l \rightarrow$ luz del forjado de cálculo (mm), que equivale a l_0 para piezas apoyadas.</p> <p>$l_0 \rightarrow$ distancia entre puntos de momento nulo (puntos de apoyo) (mm)</p> <p>$g_1 \rightarrow$ peso propio del elemento prefabricado pretensado. Si el elemento es armado tomará el valor 0 y su peso se considerará en "g_2". (N/mm)</p> <p>$g_2 \rightarrow$ peso propio del hormigón vertido y de los elementos armados. (N/mm)</p> <p>$g_3 \rightarrow$ peso de la carga permanente. (N/mm)</p> <p>$k_1 \rightarrow$ coef. que depende de los apuntalamientos provisionales realizados, tomando el valor de la tabla A.8.3 (EHE-08) y siendo su valor 0 sin puntales.</p>
AHORA	$M_a = [g_1 + (1 - k_1) g_2] \frac{l^2}{8} + (g_3 + q) \frac{l_0^2}{8} \text{ (KN}\cdot\text{m)}$

Art. 49.2.3 Fisuración por tracción. Criterios de comprobación.

La comprobación de fisuración por tracción será necesaria cuando la tensión en la fibra más traccionada supera la resistencia media a flexotracción $\sigma_c > f_{ctm,fl}$ y consiste en satisfacer la siguiente inecuación:

$$W_k \leq W_{\max}, \text{ siendo:}$$

$W_k \rightarrow$ abertura característica de fisura

$W_{\max} \rightarrow$ abertura máxima de fisura permitida obtenida de la tabla 5.1.1.2 de la EHE-08 y que podemos observar a continuación.

Clase de exposición, según artículo 8º	W_{\max} (mm)	
	Hormigón armado (para la combinación de acciones casi permanentes)	Hormigón pretensado (para la combinación de acciones frecuentes)
I	0,4	0,2
IIa, IIb, H	0,3	0,2
IIIa, IIIb, IV, F	0,2	descompresión
IIIc, Qa, Qb, Qc	0,1	

	Método general de cálculo de la abertura característica de fisura W_k (mm)
	$W_k = \beta \cdot s_m \cdot \varepsilon_{sm}$ <p>$\beta \rightarrow$ Coef. que relaciona la abertura de fisura con el valor característico. $\beta = 1.3$ en acciones indirectas y $\beta = 1.7$ para el resto de los casos.</p> <p>$s_m \rightarrow$ Separación media de fisuras (mm). $s_m = 2c + 0.2s + 0.4k_1 \frac{\phi A_{c,eficaz}}{A_t}$</p> <p>$c \rightarrow$ recubrimiento de las armaduras traccionadas (mm)</p> <p>$s \rightarrow$ distancia entre barras longitudinales, con un valor máximo igual a 15 veces el diámetro de las barras (mm)</p> <p>$k_1 \rightarrow$ coeficiente que se determina mediante $k_1 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{8 \cdot \varepsilon_1}$</p> <p>$\varepsilon_1, \varepsilon_2 \rightarrow$ deformación máxima y mínima en los límites de la zona traccionada (mm)</p> <p>$A_{c,eficaz} \rightarrow$ área de hormigón de la zona de recubrimiento en donde las barras a tracción influyen en la abertura de fisuras. Está</p>

	<p>definida en la figura 49.2.4.b de la EHE-08 (mm^2)</p> <p>$A_t \rightarrow$ sección total de las armaduras en $A_{c,eficaz}$ (mm^2)</p> <p>$\phi \rightarrow$ diámetro de la barra traccionada más gruesa (mm)</p> <p>$\varepsilon_{sm} \rightarrow$ Alargamiento medio de las armaduras, contando la colaboración del hormigón entre fisuras (mm). $\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - k_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right]$</p> <p>$k_2 \rightarrow$ Coef. de valor 1 para carga instantánea y de 0.5 para el resto.</p> <p>$\sigma_s \rightarrow$ tensión de servicio de la armadura (N/mm^2)</p> <p>$\sigma_{sr} \rightarrow$ tensión de la armadura cuando la fibra más traccionada alcanza el valor f_{ctm} (EHE-98) o $f_{ctm,fl}$ (EHE-08) (N/mm^2).</p> <p>$\sigma_{sr} = \frac{M_f}{0.8 \cdot d \cdot A_t} ; \quad \sigma_s = \frac{M_a}{0.8 \cdot d \cdot A_t} , \quad \text{siendo}$</p> <p>$M_a \rightarrow$ Momento para el que se realiza la comprobación (KN·m)</p> <p>$M_f \rightarrow$ Momento en que la fibra mas traccionada alcanza f_{ctm} o $f_{ctm,fl}$</p>
--	--

Artículo 50º Estado Límite de deformación

La deformación total producida en un elemento de hormigón es la suma de diferentes deformaciones parciales que se producen a lo largo del tiempo por efecto de las cargas que se introducen, de la fluencia y retracción del hormigón y de la relajación de las armaduras activas.

El Estado Límite de Deformación se satisface si los movimientos (flechas) en el elemento estructural son menores que el valor límite máximo siguiente:

$$\Delta f_{total} = \min\left(\frac{l}{250}; \frac{l}{500} + 1\right) \rightarrow \text{límite máx. de flecha total, siendo "l" long. cálculo (cm)}$$

El método simplificado para determinar la flecha de un elemento estructural es aplicable a vigas, losas de hormigón armado y forjados unidireccionales, y consiste en

realizar la suma de una flecha instantánea y una flecha diferida, debida a las cargas permanentes:

$$f_l = f_{l_{inst}} + f_{l_{dif}} \quad (mm)$$

Art. 50.2.2.1 Cantos mínimos

No se comprobará la flecha cuando la relación luz/canto útil (L/d) en vigas y losas de edificación sea inferior a los valores de la tabla 50.2.2.1 de las instrucciones EHE, en la cual se relaciona con la cuantía geométrica de armadura pasiva a tracción “ ρ ”.

ANTES	Sistema estructural	Elementos fuertemente armados ($\rho = A_s/b_0d = 0,012$)	Elementos débilmente armados ($\rho = A_s/b_0d = 0,004$)
	Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional simplemente apoyada	14	20
	Viga continua ¹ en un extremo. Losa unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado	18	24
	Viga continua ¹ en ambos extremos. Losa unidireccional continua ^{1,2}	20	30
	Recuadros exteriores y de esquina en losa sobre apoyos aislados ³	16	22
	Recuadros interiores en losa sobre apoyos aislados ³	17	25
	Voladizo	6	9

AHORA	SISTEMA ESTRUCTURAL <i>L/d</i>	<i>K</i>	Elementos fuertemente Armados: $\rho=1,5\%$	Elementos débilmente Armados $\rho=0,5\%$
	Viga simplemente apoyada. Losa uni o bidireccional simplemente apoyada	1,00	14	20
	Viga continua ¹ en un extremo. Losa unidireccional continua ^{1,2} en un solo lado	1,30	18	26
	Viga continua ¹ en ambos extremos. Losa unidireccional o bidireccional continua ^{1,2}	1,50	20	30
	Recuadros exteriores y de esquina en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,15	16	23
	Recuadros interiores en losas sin vigas sobre apoyos aislados	1,20	17	24
	Voladizo	0,40	6	8

Art. 50.2.2.2 Cálculo de la flecha instantánea

Para el cálculo de flechas instantáneas, y a falta de métodos más rigurosos, se podrá usar, en cada etapa de la construcción, el siguiente método simplificado usando la inercia equivalente “ I_e ”:

$$f_{l_{inst}} = \frac{q \cdot \frac{L}{2} \left[\left(\frac{L}{2} \right)^3 - \frac{L^3}{2} + L^3 \right]}{I_e \cdot E} \quad (mm)$$

$E \rightarrow$ Módulo de elasticidad del hormigón.

$$I_e = \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 I_b + \left[1 - \left(\frac{M_f}{M_a} \right)^3 \right] I_f \leq I \quad , \text{ siendo:}$$

$M_a \rightarrow$ Momento flector máx. aplicado en el instante que se evalúa la flecha ($KN \cdot m$)

$I \rightarrow$ Momento de inercia de la sección total (mm^4)

$I_s \rightarrow$ Momento de inercia de la sección fisurada que se obtiene despreciando la zona de hormigón sometida a tracción. (mm^4)

$M_f \rightarrow$ Momento nominal de fisuración de la sección ($KN \cdot m$)

	Momento nominal de fisuración de la sección M_f ($KN \cdot m$)
ANTES	$M_f = f_{ct,fl} \cdot W_b$ $W_b \rightarrow$ Módulo resistente de la sección bruta respecto fibra extrema a tracción (mm^3) $f_{ct,fl} \rightarrow$ Resistencia a flexotracción (ver Art. 39.1) (N/mm^2)
AHORA	$M_f = f_{ctm,fl} \cdot W_b$ $f_{ctm,fl} \rightarrow$ Resistencia media a flexotracción (ver Art. 39.1) (N/mm^2)

Art. 50.2.2.3 Cálculo de la flecha diferida

Las flechas adicionales diferidas, producidas por cargas de larga duración, resultantes de las deformaciones por fluencia y retracción, se pueden estimar, salvo

justificación más precisa, multiplicando la flecha instantánea correspondiente por el factor “ λ ”:

$$f_{l_{dif}} = f_{l_{inst}} \cdot \lambda \text{ (mm)}$$

$$\lambda = \frac{\varepsilon}{1 + 50 \cdot \rho'}, \text{ siendo:}$$

$\rho' \rightarrow$ Cuantía geométrica de armadura de compresión (ver artículo 42.3.5)

$\varepsilon \rightarrow$ Coeficiente que depende de la duración de la carga

5 o más años	$\rightarrow \varepsilon = 2.0$
1 año	$\rightarrow \varepsilon = 1.4$
6 meses	$\rightarrow \varepsilon = 1.2$
3 meses	$\rightarrow \varepsilon = 1.0$
1 mes	$\rightarrow \varepsilon = 0.7$
2 semanas	$\rightarrow \varepsilon = 0.5$

2.3.3 ABREVIATURAS DE LA COMPARATIVA

A continuación se incluyen los símbolos más utilizados en es estudio comparativo realizado, indicando su significado y el artículo en el cual nos explica su método de cálculo (en caso de existir):

f_{ck}	Resistencia a la compresión del hormigón a 28 días de edad
$f_{p \max k}$	Carga unitaria de rotura del acero de las armaduras activas o límite de rotura
f_{pk}	Límite elástico característico de las armaduras activas.
f_{cm}	Resistencia media a compresión a 28 días (Art. 39.1)
f_{ctm}	Resistencia media a tracción a 28 días (Art. 39.1)
f_{ctd}	Resistencia de cálculo a tracción del hormigón
f_{ctk}	Resistencia característica a tracción, correspondiente al cuantil 5 % (Art. 39.1)
$f_{ctk,95}$	Resistencia característica a tracción, correspondiente al cuantil 95% (Art. 39.1)
$f_{ct,fl}$	Resistencia a flexotracción (EHE-98) (Art. 39.1)
$f_{ctm,fl}$	Resistencia media a flexotracción (EHE-08) (Art.39.1)
$f_{cm,j}$	Resistencia media a la compresión a “j” días (EHE-98) (Art. 39.1)
$f_{cm(t)}$	Resistencia media a la compresión a “j” días (EHE-08) (Art. 39.1)
$f_{ctm(t)}$	Resistencia media a tracción a “j” días (Art. 39.1)
f_{cd}	Resistencia de cálculo del hormigón en compresión (Art. 39.5)

f_{1cd}	Resistencia máxima del hormigón comprimido (Art. 44.2.3.1)
f_{cv}	Resistencia efectiva del hormigón a cortante (Art. 44.2.3.2.1)
f_{pd}	Resistencia de cálculo del acero de la armadura activa en tracción (Art. 42.3.2)
f_{yd}	Resistencia de cálculo del acero de la armadura pasiva en tracción (Art. 42.3.2)
$f_{yc,d}$	Resistencia de cálculo del acero a compresión (Art. 42.3.3)
$f_{y\alpha,d}$	Resist. cálculo a tracción de la armadura que forma un ángulo α con eje pieza.
f_{yk}	Límite elástico del acero.
σ_c	Tensión en el hormigón (Art. 39.5)
σ_p	Tensión del pretensado después de las pérdidas.
σ_s	Tensión en el acero (armadura pasiva/activa o ambas) (Art 49.2.3)
σ_{sr}	Tensión en el acero en el instante que se fisura el hormigón (Art.49.2.3)
σ_{cd}	Tensión axial de cálculo en el hormigón
σ'_{cd}	Tensión axial media de cálculo en el hormigón (Art. 44.2.3.1)
ε_{c0}	Deformación de rotura del hormigón a compresión simple (Art. 39.5)
ε_{cu}	Deformación de rotura del hormigón a flexión (Art. 39.5)
ε_c	Deformación relativa del hormigón
ε_s	Deformación relativa del acero
ε_{sm}	Deformación media de las armaduras, con hormigón entre fisuras (Art.49.2.3)
ε_y	Deformación correspondiente al límite elástico del acero (Art. 42.1.3)
ε_{cs}	Deformación por retracción del hormigón (Art. 39.7)
$\varepsilon_{c\sigma}$	Deformación por fluencia del hormigón (Art. 39.8)
ε_1	Deformación máxima del hormigón de la zona traccionada
ε_2	Deformación mínima del hormigón de la zona traccionada
γ_c	Coeficiente parcial de seguridad del hormigón (Tabla 15.3 de la EHE-08)
γ_s	Coeficiente parcial de seguridad del acero (Tabla 15.3 de la EHE-08)
β_1	Coeficiente en función del tipo de superficie (Art. 47.2)
h	Canto total de la pieza
d	Canto útil de la pieza
d_p	Profundidad de la armadura activa desde la fibra más comprimida
d_s	Profundidad de la armadura pasiva desde la fibra más comprimida
b_o	Anchura neta de la sección.
z	Brazo mecánico (Art. 44.2.3.2.2)
c	Recubrimiento de las armaduras traccionadas
y	Altura del bloque de compresiones del diagrama rectangular (Art. 39.5)
s_t	Separación longitudinal entre armaduras transversales (Art. 44.2.3.4.1)
s_j	Separación long. entre armaduras que cosen junta entre hormigones (Art.47.3)
s	Separación entre armaduras longitudinales.

s_m	Separación media de fisuras (Art. 49.2.3)
p	Perímetro de la superficie de contacto entre dos hormigones.
u	Perímetro de la sección estudiada
u_1	Perímetro del área crítica (Art. 46.2)
$u_{n,ef}$	Perímetro exterior del área crítica (Art. 46.4.2)
u_0	Perímetro de comprobación del área crítica (Art. 46.4.3)
l	Luz de cálculo
l_0	Distancia entre puntos de momento nulo
c_c	Bloque de compresiones del diagrama rectangular (Art. 39.5)
E_{cm}	Módulo de deformación longitudinal secante del hormigón a 28 días (Art. 39.6)
E_c	Módulo de deformación longitudinal inicial del hormigón a 28 días (Art. 39.6)
E_{cj}'	Módulo de deformación long. secante del hormigón a "j" días (EHE-98) (Art. 39.6)
$E_{cm,j}'$	Módulo de deformación long. inicial del hormigón a "j" días (EHE-98) (Art. 39.6)
$E_{c(t)}'$	Módulo de deformación long. secante del hormigón a "j" días (EHE-08) (Art. 39.6)
$E_{cm(t)}'$	Módulo de deformación long. inicial del hormigón a "j" días (EHE-08) (Art. 39.6)
A_c	Área total bruta de la sección estudiada
A_s'	Área de la armadura pasiva a compresión.
A_s	Área de la armadura pasiva a tracción.
A_p	Área de la armadura activa.
A_α	Área por unidad de long. armaduras transversales con un ángulo α con eje pieza.
A_{st}	Área de las barras de acero que unen la junta entre hormigones.
$A_{c,eficaz}$	Área hormigón donde las barras traccionadas influyen en la apertura de fisuras (Fig. 49.2.4.b de la EHE-08)
A_t	Área total de las armaduras situadas en $A_{c,eficaz}$.
W_b	Módulo resistente de la sección bruta relativo a la fibra más traccionada.
W_{bh}'	Módulo resistente de la sección compuesta (forjado con capa de compresión)
W_{bh}	Módulo resistente de la sección simple (forjado sin capa de compresión)
W_{max}	Abertura máxima de fisura permitida (Tabla 5.1.1.2 EHE-08) (Art. 49.2.3)
W_k	Abertura característica de fisura (Art. 49.2.3)
N_d	Esfuerzo axial en la pieza con su valor de cálculo
P_k	Fuerza de pretensado descontando las pérdidas.
M_a	Momento aplicado en la sección (Art. 49º, Anexo 8º-3 para estructuras compuestas por elementos prefabricados y hormigón in-situ)
M_d	Momento de cálculo aplicado en la sección.
M_f	Momento de fisuración de la sección (Art. 50.2.2.2)
ρ	Cuantía geométrica de armadura pasiva a tracción (Art.42.3.5)
ρ'	Cuantía geométrica de armadura pasiva a compresión (Art.42.3.5)

ρ_l	Cuantía geométrica de armadura longitudinal traccionada (Art.44.2.3.2.1)
ρ_{lxy}	Cuantía geométrica de armadura long. traccionada en dos direcciones (Art.46.3)
V_{rd}	Esfuerzo efectivo de cálculo a cortante (Art. 44)
V_d	Valor de cálculo del esfuerzo cortante de las acciones exteriores
V_{pd}	Valor de cálculo de la fuerza de pretensado paralela a la sección
V_{cd}	Valor de cálculo de la fuerza paralela a la sección en piezas de sección variable.
V_{u1}	Esfuerzo cortante de agotamiento por compresión en el alma (Art. 44.2.3.1)
V_{u2}	Esfuerzo cortante de agotamiento por tracción en el alma (Art. 44.2.3.2)
V_{cu}	Contribución del hormigón a la resistencia al esfuerzo cortante (Art. 44.2.3.2.2)
V_{su}	Contribución de la armadura transversal a resist. esfuerzo cortante (Art. 44.2.3.2.2)
τ_{sd}	Tensión tangencial de cálculo en perímetro crítico (punzonamiento) (Art. 46.3)
τ_{rd}	Tensión máxima resistente en perímetro crítico (punzonamiento) (Art. 46.3)
$\tau_{r,d}$	Tensión rasante de cálculo (Art. 47)
$\tau_{r,u}$	Tensión rasante de agotamiento (Art. 47.2)
τ_{md}	Tensión rasante media de cálculo (Art. 47.2)
$F_{sd,ef}$	Esfuerzo efectivo de punzonamiento de cálculo (Art. 46.3)
F_{sd}	Esfuerzo de punzonamiento de cálculo (Art. 46.3)
I_e	Momento de inercia equivalente (Art. 50.2.2.2)
I	Momento de inercia de la sección total.
I_s	Momento de inercia de la sección fisurada (Art. 50.2.2.2)
S	Momento estático de la sección total
fl	Flecha producida en la pieza en una de las etapas de la construcción (Art.50)
fl_{inst}	Flecha instantánea producida en la pieza (Art.50.2.2.2)
fl_{dif}	Flecha diferida producida en la pieza (Art.50.2.2.3)
Δfl_{total}	Límite máximo flecha total pieza (Art. 50)

2.4 ANEXO 4

(Documentos de aplicación)

2.4.1 PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD EMPRESA CONSTRUCTORA

INDICE

0-DATOS GENERALES

0.1 DATOS PROMOTOR

0.2 DATOS EMPRESA MONTADORA

0.3 DATOS OBRA

0.3.1 UBICACIÓN DE LA OBRA

0.3.2 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

0.4 DATOS MUTUA MEDICINA PREVENTIVA

0.5 DATOS OBJETO DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD

1-MEMORIA DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD.

1.1 OBJETO DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD.

1.2 FUNDAMENTOS DE LA ACCIÓN PREVENTIVA.

1.3 SERVICIOS DE PREVENCIÓN.

1.4 MEDIOS DE CONTROL Y SEGUIMIENTO.

1.5 DISPOSICIONES MÍNIMAS DE SEGURIDAD Y SALUD QUE SERÁN APLICABLES EN LA OBRA.

1.5.1 ESTABILIDAD Y SOLIDEZ.

1.5.2 CAÍDA DE OBJETOS.

1.5.3 CAÍDAS DE ALTURA.

1.5.4 ELEMENTOS ELEVADORES.

1.5.5 ESTRUCTURAS PREFABRICADAS.

1.6 OBLIGACIONES DE LOS TRABAJADORES EN MATERIA DE SEGURIDAD Y SALUD.

1B- PLIEGO DE CONDICIONES

1B.1 OBLIGACIONES DE LAS PARTES IMPLICADAS

1B.1.1 OBLIGACIONES DE LA PROPIEDAD

1B.1.2 OBLIGACIONES DE LA EMPRESA

CONSTRUCTORA.

1B.2 OBLIGACIONES DIRECCIÓN FACULTATIVA Y MANDOS INTERMEDIOS

1B.2.1 DIRECCIÓN FACULTATIVA

1B.2.2 MANDOS INTERMEDIOS

1B.2.3 JEFE DE EQUIPO

1B.3 CARACTERÍSTICAS DE LOS MEDIOS DE PROTECCIÓN

1B.3.1 CONDICIONES DE LOS MEDIOS DE PROTECCIÓN

1B.3.2 PROTECCIONES PERSONALES

1B.4 ANALISIS DE ACCIDENTES

1B.5 POLIZAS DE SEGUROS

2- DISPOSICIONES LEGALES DE APLICACIÓN.

3- DESCRIPCIÓN Y PLANIFICACIÓN DE LOS TRABAJOS:

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

4- PLANIFICACIÓN DE LA ACTIVIDAD PREVENTIVA.

4.1 NORMAS GENERALES.

4.2 CONDICIONES DE LOS MEDIOS DE PROTECCIÓN.

4.3 EVALUACIÓN DE RIESGOS EN FASE DE MONTAJE.

4.4 ANÁLISIS DE LOS RIESGOS PROVOCADOS POR TRABAJOS EN
PROXIMIDADES DE LÍNEAS ELÉCTRICAS

4.4.1. CONDUCTA A OBSERVAR EN CASO DE CONTACTO DE
MÁQUINAS CON LÍNEAS AÉREAS

4.5 MEDICINA PREVENTIVA

4.6 RECONOCIMIENTOS MÉDICOS.

4.7 FORMACIÓN

5- PRESUPUESTO

0- DATOS

0.1 DATOS PROMOTOR

PROMOTOR:	ESCUELA POLITÉCNICA SUPERIOR (LLEIDA)
DIRECCION:	C/ JAUME II, 69
LOCALIDAD:	LLEIDA

0.2 DATOS EMPRESA MONTADORA

EMPRESA MONTADORA:	LERIDANA DE ESTRUCTURAS Y CUBIERTAS, S.A.
DOMICILIO SOCIAL:	PLAÇA DE L'ESPORT, 1
LOCALIDAD:	MOLLERUSSA (LLEIDA)

0.3 DATOS OBRA

0.3.1 UBICACIÓN DE LA OBRA

OBRA:	NAVE INDUSTRIAL
DIRECCION:	C/LLEVAN 19-21 Polígono Industrial "PONT DEL PRINCEP"
LOCALIDAD:	VILAMALLA

0.3.2 DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La estructura prefabricada consta de los siguientes elementos prefabricados: Jácenas Peraltadas, Jácenas Riostras, Jácenas de forjado, Placas de forjado, Paneles exteriores, Premarcos Metálicos, Correas, Pilares, Canales y Cortafuegos.

0.4 DATOS MUTUA MEDICINA PREVENTIVA

DIRECCION:	*****
LOCALIDAD:	*****
TEL. MUTUA:	*****

0.5 DATOS OBJETO DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD

El presente plan de seguridad y salud está redactado en aplicación del estudio de seguridad y salud elaborado por la empresa promotora.

1- MEMÓRIA DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD

1.1 OBJETO DEL PLAN DE SEGURIDAD Y SALUD

En aplicación del estudio referenciado en el capítulo 0, elaborado por la empresa promotora, se redacta el presente plan de seguridad y salud que analiza, estudia, desarrolla y complementa las previsiones contenidas en dicho estudio.

En el presente plan se proponen las medidas relativas al sistema, y en ningún caso implican una disminución de los niveles de protección previstos en el estudio elaborado por la empresa promotora, referenciado en el capítulo 0 del presente plan de seguridad y salud.

El plan de seguridad y salud deberá ser aprobado por el Coordinador en materia de seguridad y salud durante la ejecución de la obra, que hará entrega del Acta de Aprobación visada por su Colegio Profesional, antes del inicio de la fase de montaje.

En relación con los lugares de trabajo en la obra, el plan de seguridad y salud en los trabajos en los que nos referimos, constituyen el instrumento básico de ordenación de las actividades y en su caso, de evaluación de los riesgos y la planificación de la actividad preventiva a las que se refiere el capítulo II del Real Decreto 39/97 por el que se aprueba el reglamento de servicios de prevención.

Se presenta también como un análisis detallado de las condiciones de trabajos previsibles en la obra obteniendo primero una identificación y posteriormente, una evaluación de los riesgos que se puedan generar en los diferentes tajos de la misma, según la tecnología utilizada en el desarrollo de los oficios y actividades para su ejecución.

Posteriormente, se definirán las medidas preventivas que se consideren más adecuadas para el control de los riesgos identificados y valorados, en la medida de lo razonablemente posible, teniendo en cuenta las limitaciones técnicas que en algún caso se puedan presentar.

Este plan de seguridad podrá ser modificado por la empresa que realiza el montaje en función del proceso de ejecución de la obra, de la evolución de los trabajos y de las posibles incidencias o modificaciones que puedan surgir a lo largo del montaje de estructura, pero siempre con aprobación expresa del coordinador de seguridad designado por el promotor en fase de la ejecución de las obras. Los que intervengan en la ejecución de la obra, así como las personas y los órganos con responsabilidad en materia de prevención en las empresas intervinientes en la misma y los representantes de los trabajadores podrán presentar por escrito y de forma razonable las sugerencias y alternativas que estimen oportunas. A tales efectos el Plan de Seguridad y Salud estará a disposición permanente de los mismos.

Así mismo este Plan de Seguridad será el instrumento fundamental para realizar la divulgación de la prevención entre los trabajadores intervinientes, ya que todos serán informados y formados, previa a su incorporación a la obra, de los riesgos relacionados con sus trabajos, así como de las medidas preventivas que deberán aplicar, de acuerdo con los procedimientos operativos de seguridad que les serán entregados.

1.2 FUNDAMENTOS DE LA ACCIÓN PREVENTIVA

Los Fundamentos de la acción preventiva, se aplicarán durante la ejecución de los trabajos a realizar, y en particular las siguientes tareas o actividades:

- A) El mantenimiento de la obra en perfecto estado de limpieza y orden.
- B) La elección del emplazamiento de los lugares y las áreas de trabajo, teniendo en cuenta las condiciones de acceso, la determinación de las vías o zonas de circulación.

- C) El mantenimiento, el control previo a la puesta en servicio y el control periódico de las instalaciones y dispositivos necesarios para la ejecución de las obras con el objeto de corregir los defectos que pudieran afectar a la seguridad y salud de los trabajadores.
- D) La delimitación y acondicionamiento de las zonas de almacenamiento y depósito de los diferentes materiales.
- E) La adaptación en función de la evolución de la obra, del período de tiempo efectivo que deberá dedicarse a los diferentes trabajos y fases de trabajo.
- F) La cooperación entre contratistas, subcontratistas y trabajadores autónomos.
- G) Las interacciones e incompatibilidades con cualquier trabajo o actividad que se desarrolle en la obra o en sus proximidades.

La empresa observará los siguientes puntos:

- A) La aplicación de los principios de la acción preventiva que recoge el artículo 15 de la Ley de Prevención de Riesgos Laborales.
- B) Cumplir y hacer cumplir a su personal lo que establece el plan de seguridad.
- C) Seguir la normativa en materia de prevención de los riesgos laborales, teniendo en cuenta en su caso, las obligaciones sobre coordinación de actividades empresariales previstas en el artículo 24 de la ley de prevención de riesgos laborales, así como el cumplimiento de las disposiciones mínimas establecidas en el anexo IV del R.D 1627/97, durante la ejecución de la obra.
- D) Informar y proporcionar las instrucciones adecuadas a los trabajadores autónomos sobre todas las medidas que se deban adoptar en lo referente a la seguridad y salud en la obra.
- E) Atender las indicaciones y seguir las instrucciones del coordinador de seguridad y salud durante la ejecución de la obra, o en su caso, a la Dirección Facultativa.

1.3 SERVICIOS DE PREVENCIÓN

En cumplimiento del deber de prevención de los riesgos profesionales y para vigilar por el buen funcionamiento del presente Plan de Seguridad, la empresa designará un trabajador para que desarrolle la actividad preventiva.

Dicho trabajador junto al Técnico de Coordinación del montaje, serán los interlocutores entre la empresa y el coordinador de Seguridad y Salud en fase de la ejecución de la obra, y por lo tanto, informarán diariamente de cualquier incidencia en los trabajos y la evolución de los mismos. Serán los responsables de manera enunciativa y no exhaustiva entre otras,

- A) Del perfecto estado de las protecciones colectivas de sus trabajadores, así como la coordinación con los designados de los otros contratistas de las protecciones colectivas comunes.
- B) De la recepción y correcta distribución de las protecciones individuales de los trabajadores según sus necesidades.

1.4 MEDIOS DE CONTROL Y SEGUIMIENTO

En cada centro de trabajo existirá con fines de control y seguimiento del Plan de Seguridad y Salud, un Libro de Incidencias. El Libro de Incidencias se mantendrá siempre en la obra y tendrán acceso al mismo la Dirección Facultativa, los contratistas y subcontratistas y trabajadores autónomos, que podrán hacer anotaciones en el mismo, relacionadas con el control y seguimiento del plan. Efectuada una anotación en

el libro de incidencias, el coordinador de seguridad en fase de ejecución de la obra, estará obligado a remitir en un plazo de 24 horas, una copia a la inspección de trabajo de la seguridad social de la provincia en la que se realicen las obras, así como también se notificará las anotaciones al contratista afectado y a los representantes de los trabajadores de éste.

1.5 DISPOSICIONES MÍNIMAS DE SEGURIDAD Y SALUD APLICABLES EN OBRA

Disposiciones mínimas generales relativas a los lugares de trabajo:

1.5.1 Estabilidad y solidez

- Se procurará, de una manera apropiada y segura, la estabilidad y solidez de los materiales y equipos, y en general de cualquier elemento que en cualquier desplazamiento pueda afectar a la seguridad y salud de los trabajadores.
- Los lugares de trabajo móviles o fijos situados por encima o por debajo del nivel del suelo serán sólidos y estables.
- En caso que los soportes y otros elementos de estos lugares de trabajo no tuvieran estabilidad propia, se garantizará su estabilidad mediante elementos de fijación adecuados y seguros con la finalidad de evitar cualquier desplazamiento inesperado o involuntario del conjunto o de parte de dichos puestos de trabajo.
- Deberá de verificarse de manera apropiada la estabilidad y la solidez especialmente después de cualquier modificación de altura o de la profundidad del lugar de trabajo.

1.5.2 Caída de objetos

- Los trabajadores irán protegidos contra la caída de objetos o materiales con un casco de protección, aunque siempre que sea posible se utilizarán medidas de protección colectiva.
- Los materiales de acopio, equipos o herramientas de trabajo se almacenarán de manera que se evite su caída, desplome o vuelco.

1.5.3 Caídas de altura

- Los trabajos de altura se efectuarán con plataformas elevadoras. Si ello no fuera posible se utilizará el arnés de seguridad fijado a un anclaje.

1.5.4 Elementos elevadores

- Los elementos elevadores y accesorios de altura utilizados en las obras se ajustarán a su normativa específica.
- En todo caso, los aparejos y accesorios de altura, elementos constitutivos, elementos de fijación, anclajes y soportes serán de buen diseño y construcción y tendrán una resistencia suficiente para el uso al que se destinan. Se deberán de utilizar correctamente y mantenerse en buen estado de funcionamiento.

1.5.5 Estructuras prefabricadas

- Los soportes temporales y los apuntalamientos se proyectarán, calcularán, montarán y se mantendrán de manera que soporten sin riesgo las cargas a las que se sometan.
- Se adoptarán las medidas necesarias para proteger a los trabajadores.

1.6 OBLIGACIONES DE LOS TRABAJADORES EN MATERIA DE SEGURIDAD Y SALUD

Obligaciones de los trabajadores en materia de seguridad y salud.

Corresponde a cada trabajador:

- Vigilar según sus posibilidades y mediante el cumplimiento de las medidas de prevención que en cada caso sean adoptadas, para su propia seguridad y salud en el trabajo y para las personas a quienes puedan afectar su actividad profesional, a causa de sus actos u omisiones en el trabajo, de conformidad con su formación y las instrucciones de la empresa.
- Usar adecuadamente, de acuerdo con su naturaleza y los riesgos previsibles, las máquinas, aparatos, herramientas, sustancias peligrosas, equipos de transporte, y en general de cualesquiera otros medios con los que desarrollen su actividad.
- Utilizar correctamente los medios y equipos de protección facilitados por el empresario, de acuerdo con las instrucciones recibidas de éste.
- No poner fuera de funcionamiento y utilizar correctamente los dispositivos de seguridad existentes o que se instalen en los medios relacionados con su actividad o en los lugares de trabajo en los que ésta tenga lugar.
- Informar de inmediato a su superior jerárquico directo, a cerca de cualquier situación que, a su juicio, entrañe por motivos razonables, un riesgo para la seguridad y la salud de los trabajadores.
- Contribuir al cumplimiento de las obligaciones establecidas por la autoridad competente.
- Cooperar con el empresario para que éste pueda garantizar unas condiciones de trabajo que sean seguras y no entrañen riesgo para la seguridad y salud de los trabajadores.

1.B. PLIEGO DE CONDICIONES.

1.B.1. Obligaciones de las partes implicadas

1.B.1.1 Obligaciones de la propiedad

El autor del encargo adoptará las medidas necesarias para que el Estudio de Seguridad e Higiene quede incluido como documento integrante del proyecto de Ejecución de Obra. Dicho Estudio de Seguridad e Higiene será visado en el Colegio Profesional correspondiente.

Así mismo si se implantasen elementos de seguridad, no incluidos en el presupuesto, durante la realización de la obra, estos se abonarán a la Empresa constructora, previa autorización del Arquitecto Técnico autor del Estudio de Seguridad, para su utilización.

La propiedad vendrá obligada a abonar al Arquitecto Técnico autor del Estudio de Seguridad, los honorarios devengados en concepto de aprobación, control y seguimiento del Plan de Seguridad.

1.B.1.2 Obligaciones de la Empresa constructora

La empresa constructora viene obligada a cumplir con las directrices contenidas en el Estudio de Seguridad, a través del Plan de seguridad e Higiene, coherente con el anterior y con los sistemas de ejecución que la misma vaya a emplear. El Plan de Seguridad y Salud, contará con la aprobación del Coordinador de seguridad en fase de ejecución o de la Dirección Facultativa y será previo al comienzo de la obra.

Los medios de protección personal, estarán homologados por un organismo competente; caso de no existir estos en el mercado, se emplearán los más adecuados bajo el criterio del comité de Seguridad y Salud con el visto bueno del Coordinador de Seguridad en fase de montaje.

La Empresa constructora cumplirá las estipulaciones preventivas del Estudio y el Plan de Seguridad y Salud, respondiendo solidariamente a los daños que se deriven de la infracción del mismo por su parte o de los posibles subcontratistas y empleados.

Cumplirá las disposiciones contenidas en la Ley de Prevención de Riesgos Laborales 31/1995 de 10/11/95, así como los Reglamentos que se publiquen para su desarrollo, y todas aquellas en materia de Seguridad y Salud Laboral en el Trabajo que fueran de pertinente aplicación en los centros o lugares de trabajo de la Empresa por causa o razón de las actividades que en ellas se realicen.

Adoptará todas aquellas medidas que fuesen necesarias, tendente a la mejor organización y eficacia de la prevención debida a los riesgos que pudieran afectar a la vida, salud o integridad de los trabajadores al servicio de la Empresa.

Facilitará de manera gratuita a los trabajadores todos aquellos medios de protección personal de carácter preceptivo, adecuado a los trabajos que realicen.

Velará por la práctica de reconocimientos médicos, iniciales y periódicos, a los trabajadores, conforme a lo establecido en las disposiciones vigentes.

Proveerá cuando sea necesario, tanto para el mantenimiento de máquinas, herramientas, material y útiles de trabajo en las condiciones de seguridad requeridas, como para el funcionamiento de los Servicios Médicos para los trabajadores de la Empresa.

Establecerá cauces informativos constantes, que le permitan tener un conocimiento adecuado de los defectos de prevención que se produzcan y los peligros que se adviertan.

Observará con rigor y exactitud las normas vigentes relativas a los trabajos prohibidos a mujeres y menores, e impedirá la ocupación de trabajadores en máquinas o actividades peligrosas, cuando en ellos se den circunstancias tales como epilepsia, calambres, vértigos, sordera, anomalías de visión y otros que les impida el desempeñar los trabajos según sus exigencias.

Instruirá adecuadamente al personal antes de comenzar a desempeñar su cometido, acerca de los riesgos que en él puedan prevenirlos y evitarlos.

1.B.2. Obligaciones de la dirección facultativa y mandos intermedios

1.B.2.1 Dirección Facultativa

La Dirección Facultativa considerará el Estudio de Seguridad como parte integrante de la ejecución de la obra. Corresponde el control y supervisión de la ejecución del Plan de Seguridad y Salud al Arquitecto Técnico autor del Estudio de Seguridad o quien le sustituya, autorizando previamente cualquier modificación de éste, dejando constancia en el libro de incidencias.

Periódicamente, según lo pactado, se realizarán las pertinentes certificaciones del Presupuesto de seguridad, poniendo en conocimiento de la propiedad y de los órganos competentes, el incumplimiento, por parte de la Empresa Constructora, de las medidas de seguridad contenidas en el Estudio de Seguridad.

1.B.2.2 Mandos Intermedios

Dentro de sus respectivas competencias, el personal directivo de la Empresa, cumplirá las siguientes obligaciones:

- Cumplir y hacer cumplir al personal a sus órdenes lo dispuesto en el Plan de seguridad y en el Anexo y Anexos de pertinente aplicación, así como las normas, instrucciones, y todas aquellas específicas propias de la empresa en lo referente a la Prevención de Riesgos Laborales en el Trabajo.
- Instruir previamente al personal a que se refiere el apartado anterior de los riesgos específicos del trabajo que deba realizar, haciendo hincapié en aquellos que conlleven riesgos distintos de los propios de su trabajo habitual, así como de las medidas de seguridad adecuadas que deban observar en la ejecución de los mismos.
- Prohibir o suspender todos aquellos trabajos en los que se advierta proximidad de peligro de accidentes u otros siniestros profesionales, cuando no sea posible el empleo de los medios adecuados para evitarlos.
- Impedir que las mujeres y menores que se ocupen de labores prohibidas a los mismos. Igualmente se impedirá la realización de trabajos a aquellos trabajadores en los que se advierta estados o situaciones de los que pudieran derivarse graves peligros para su vida o salud, o la de sus compañeros.
- Intervenir con el personal a sus órdenes en la extinción de siniestros que pudieran ocasionar víctimas en la Empresa y prestar a éstas los primeros auxilios que procedan en cada caso.

1.B.2.3. Jefe de equipo

Cumplir personalmente y hacer cumplir al personal a sus órdenes lo dispuesto en la Ley de Prevención de Riesgos Laborales y de la Ordenanza de la Construcción, vidrio y cerámica, así como las normas, instrucciones y cuanto específicamente establecido, en la Empresa sobre seguridad y Salud Laboral en el trabajo.

Por todo lo expuesto, estudiará el Plan de Seguridad de la obra y se responsabilizará de que los trabajos se realicen de acuerdo con las especificaciones de éste.

Instruir previamente al personal de la obra sobre los riesgos inherentes al trabajo que debe realizar, especialmente los que indiquen riesgos peculiares distintos de los que de su ocupación habitual, así como de las medidas de Seguridad adecuadas que deban observar en la ejecución de todos los trabajos.

Prohibir o paralizar en su caso, los trabajos en que se advierta peligro inminente de accidentes o de otros siniestros cuando sea posible empleo de los medios adecuados para evitarlos.

1.B.3 Características de los medios de protección

1.B.3.1. Condiciones de los medios de protección

Todas las prendas de protección personal o elementos de protección colectiva, tendrán fijado un período de vida útil, desechándose a su término.

Cuando por las circunstancias del trabajo se produzca un deterioro más rápido en una determinada prenda o equipo, se repondrá esta, independientemente de la duración prevista o fecha de entrega.

Toda prenda o equipo de protección que haya sufrido un trato límite, es decir, el máximo para el que fue concebido, será desechado y reemplazado al momento.

Aquellas prendas que por su uso hayan adquirido más holguras o tolerancias de las admitidas por el fabricante, serán repuestas inmediatamente.

El uso de una prenda o equipo de protección nunca representará un riesgo en sí mismo.

Los medios de protección personal estarán homologados por organismos competentes; caso de no existir éstos en el mercado, se emplearán los más adecuados bajo el criterio del Coordinador de Seguridad.

La protección personal no dispensa en ningún caso de la obligación de emplear los medios preventivos de carácter general, conforme a lo dispuesto en la Ordenanza General de Seguridad e Higiene en el Trabajo.

1.B.3.2. Protecciones Personales.

Ropa de trabajo:

Todo trabajador que se encuentre sometido a determinados riesgos de accidentes o enfermedades profesionales o cuyo trabajo sea especialmente penoso o marcadamente sucio vendrá obligado a usar ropa de trabajo, que le será facilitado gratuitamente por la empresa.

La ropa de trabajo será de tejido ligero y flexible de fácil limpieza y desinfección; ajustará bien al cuerpo del trabajador. Si es de mangas largas ajustarán perfectamente por medio de terminaciones elásticas, se reducirán en lo posible los elementos adicionales para evitar la suciedad y los peligros de enganche.

Siempre que sea necesario, se dotará al trabajador de dentales, mandiles, chalecos, petos, etc. que refuercen la defensa del tronco.

Protección de la cabeza:

Cuando exista riesgo de caída o proyección violenta de objetos sobre la cabeza o de golpes será preceptivo la utilización de cascos protectores.

El anclaje será regulable y su fijación al casco deberá ser sólida quedando una distancia de dos a cuatro centímetros entre el mismo y la parte interior del casco. No rebasarán los 0'450 Kg. de peso.

Protección de la cara:

Pueden ser pantallas abatibles con arnés propio, pantallas abatibles sujetas al casco de protección, pantallas de protección de cabeza fijas o abatibles y pantallas sostenidas con la mano.

Las pantallas de soldadura deberán ser fabricadas preferentemente con poliéster reforzado con fibra de vidrio. Las que se utilicen para soldadura eléctrica no deberán tener ninguna parte metálica en el exterior, con el fin de impedir los contactos accidentales con la pinza de soldar.

La mirilla portafiltros, deberá anteponer al filtro un cristal neutro.

Protección de la vista:

La protección de la vista se efectuará mediante el empleo de gafas, pantallas transparentes o visores.

Las gafas serán ligeras, indeformables al calor, incombustibles y cómodas, sin perjuicio de su resistencia y eficacia. Deberán ser de fácil limpieza y reducir lo mínimo posible su campo visual.

Los cristales serán ópticamente neutros e inastillables.

Las pantallas o visores estarán libres de estrías, arañazos, ondulaciones u otros defectos y serán de tamaño adecuado al riesgo.

Protección de los oídos:

Cuando el nivel de ruidos en un puesto o área de trabajo sobrepase los márgenes de seguridad establecidos, será obligatorio el uso de elementos o aparatos individuales de protección auditiva, sin perjuicio de las medidas de aislamiento que proceda adoptar.

Protección de las extremidades inferiores:

Para la protección de los pies se dotará al trabajador de zapatos o botas de seguridad clase S3, con puntera y plantilla de hierro y suela antideslizante.

En los lugares que exista la posibilidad de perforación de la suela por clavos, cristales, etc. es recomendable el uso de plantillas de acero flexibles incorporadas a la misma suela o simplemente colocadas en su interior según determina la legislación vigente.

La protección de las extremidades inferiores se completará, cuando sea necesario con cubrepies y poas de cuero curtido o tejido ignífugo.

Protección de las extremidades superiores:

La protección de manos, antebrazos y brazos se hará por medio de guantes, mangas y manguitos seleccionados para prevenir los riesgos existentes y para evitar la dificultad de movimientos.

Estos elementos de protección serán de goma o caucho, cloruro de polivinilo, cuero curtido, etc. según las características o riesgos de los trabajos a realizar.

Protección del aparato respiratorio:

Las mascarillas serán de tipo adecuado al riesgo, ajustarán completamente al contorno facial para evitar la entrada de aire sin depurar, determinarán las mínimas molestias al trabajador, se vigilará su conservación y funcionamiento con la necesaria frecuencia y las partes en contacto con la piel serán de goma especialmente tratada o de neopreno para evitar la irritación de la epidermis.

Los filtros corresponderán al contaminante producido. Se cambiarán con la frecuencia necesaria para evitar su colmatación.

Arnés de seguridad:

Serán de cinta tejida de fibra sintética.

La cuerda salvavidas será de nylon. Queda prohibido el cable metálico, tanto por el riesgo de contacto con líneas eléctricas como por su menor elasticidad para la tensión en caso de caída. Se vigilará especialmente la seguridad del anclaje y su resistencia.

Los arneses se revisarán siempre antes de su uso, y se desecharán cuando tengan cortes, grietas o deshilachados que comprometan su resistencia.

1.B.4. Análisis de accidentes

Cuando se acontezca un accidente, se cumplimentará un modelo normalizado por la empresa contratista en el cual se recogerán los siguientes datos:

- Identificación de la obra
- Hora, día, mes y año en el que se ha producido el accidente
- Nombre del accidentado
- Categoría profesional y oficio del accidentado
- Domicilio del accidentado
- Lugar (tajo) en el que se produjo el accidente
- Causas del accidente
- Importancia aparente del accidente
- Posible especificación sobre fallos humanos
- Lugar, persona y forma de producirse la primera cura
- Lugar de traslado para hospitalización
- Testigos del accidente

Como complemento de esta parte se emitirá un informe que contenga:

- Cómo se hubiera podido evitar
- Ordenes inmediatas a ejecutar.

1.B.5. Pólizas de seguros

Los técnicos responsables disponen de cobertura en materia de responsabilidad civil profesional; asimismo la Empresa dispondrá de cobertura de responsabilidad civil, en el ejercicio de su actividad industrial, cubriendo el riesgo inherente a su actividad como constructor por los daños a terceras personas de los que pueda resultar responsabilidad civil extracontractual a su cargo por hechos nacidos de culpa o negligencia, imputables al mismo o a las personas de las que debe responder.

También y como marca el convenio de la construcción, la empresa dispone de una póliza de accidentes que cubre la muerte por accidente laboral y no laboral, muerte por enfermedad profesional, muerte

natural, invalidez permanente parcial por accidente laboral y no laboral, invalidez permanente total para la profesión, así como cualquier invalidez derivada o no de accidente laboral.

2- DISPOSICIONES LEGALES DE APLICACIÓN

- Reglamento de Seguridad e Higiene en el Trabajo.
Orden de 31 de enero de 1940.
- Reglamento de Seguridad e Higiene en el Trabajo
Orden 20 mayo de 1952.
- Ordenanza de Trabajo para las Industrias de la Construcción, Vidrio, Cerámica
Orden de 28 de agosto de 1970, del Ministerio de Trabajo.
- Ordenanza General de Seguridad e Higiene en el Trabajo (O.M. 9.3.71)
- Reglamento de Seguridad e Higiene en el Trabajo de la Construcción (O.M. 20.5.52)
- Protección de los Trabajadores frente a los riesgos derivados de la exposición al ruido durante el trabajo. Real Decreto 1316/1989.
- Ley de Prevención de Riesgos Laborales 31/1995.
- Ley de reforma del marco normativo de la prevención de riesgos laborales 54/2003
- Real Decreto 171/2004 por el que se desarrolla el artículo 24 de la Ley 31/01995, de 8 de noviembre, de Prevención de Riesgos Laborales, en materia de coordinación de actividades empresariales.
- Real Decreto 39/1997 por el que se aprueba el Reglamento de Servicios de Prevención.
Modificación Real Decreto 780/ 1998.
- Disposiciones Mínimas en Materia de Señalización de Seguridad y Salud en el Trabajo. R.D. 485/1997.
- Real Decreto 486/1997, por el cual se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud en los lugares de trabajo.
- Real Decreto 487/1997 sobre disposiciones mínimas de seguridad y salud relativas a la manipulación manual de las cargas que comporten riesgos, en particular dorsolumbares, para los trabajadores.
- Real Decreto 1215/1997 por el cual se establecen las disposiciones mínimas de la seguridad y salud para la utilización por los trabajadores de los equipos de trabajo.
- Real Decreto 2177/2004 , por el que se establecen las disposiciones mínimas de seguridad y salud para la utilización por los trabajadores de los equipos de trabajo, en materia de trabajos temporales en altura.
- Real Decreto 1495/1986 sobre seguridad en máquinas y posteriores modificaciones.
- Disposiciones Mínimas de Seguridad y Salud relativas a la utilización por los trabajadores de equipos de protección individual. R.D. 773/1997.
- Real Decreto 1627/1997, sobre disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción.

- Modelo de libro de incidencias (Orden 20.9.86).
- Modelo de notificación de accidentes de trabajo (Orden 16.12.87).
- Cuadro de enfermedades profesionales (R.D. 1995/78).
- Estatuto de los Trabajadores.
- Texto refundido de la Ley de la Seguridad Social (Decreto 30.5.74)

3- DESCRIPCIÓN Y PLANIFICACIÓN DE LOS TRABAJOS A REALIZAR

3.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

Durante la ejecución de las unidades de obra contratadas y que son objeto de este Plan de Seguridad se prevé la realización de los siguientes trabajos que se consideran de especial peligrosidad, en función de lo establecido en el Anexo II del R.D. 1627/1997. Estos son:

a) Trabajos con riesgos de caída de altura.

Las operaciones que entrañan esta especial peligrosidad por las particulares características de la actividad desarrollada son: Montaje de estructura

Instalación de placas de forjado

Montaje de paneles de cerramiento

Instalación de cubierta.

Montaje de estructura

Este es un punto en el que hay que extremar las medidas de seguridad. La altura a la que se colocan las piezas y sus dimensiones hacen que haya que dotar a los operarios de unos elementos que cumplan con el doble objetivo de seguridad y sencillez.

A tal efecto se ubicarán unos “ángulos de seguridad L” o puntales de seguridad, que servirán de elemento de sustentación de la cuerda de seguridad (línea de vida) donde los operarios engancharán el mosquetón del arnés de seguridad.

El puntal de seguridad es un equipo de seguridad que se utiliza, como hemos dicho, para la instalación de una línea de vida en la que se sujetan mediante mosquetones los arneses de seguridad de los operarios que estén trabajando en altura.

Cada puntal de seguridad o elemento tipo L, se introduce mediante el machón de la parte inferior en los orificios realizados expresamente en las piezas prefabricadas a la hora de su fabricación. Estas piezas se anclan a los prefabricados mediante tacos de anclaje homologados o tacos químicos dimensionados para aguantar la carga máxima de la línea de vida.

Una vez colocados los puntales de seguridad, en un mínimo de tres, se atará mediante mosquetones la cuerda homologada utilizada a las anillas cerradas de los puntales extremos, pasándose en los puntales intermedios por las anillas abiertas tipo tirabuzón

La colocación del perfil de acero tipo L o puntal de seguridad y de la cuerda de seguridad se efectuará cuando el prefabricado esté en el suelo.

Para que los trabajadores puedan desplazarse por encima del prefabricado sin soltar la conexión del mosquetón, en la parte superior del ángulo de seguridad tipo L existirá una anilla abierta en forma de tirabuzón, de algo menos de una vuelta y media, por cuyo centro pasará la cuerda de seguridad, la cual, por poca tensión que tenga no será posible que se salga de las anillas. De esta forma, el mosquetón podrá atravesar las anillas con un ligero movimiento de vaivén sin que se produzca, en ningún momento, una falta de sustentación del operario.

Instalación de placas de forjado, montaje de paneles de cerramiento e instalación de cubierta

Además de las líneas de vida de la estructura, en los demás elementos, antes de ser elevados se colocarán líneas de vida similares, de forma que a medida que se vayan posicionando, se creará una “línea perimetral de seguridad” con la que se conseguirá que en todas las fases de montaje, los operarios estén sujetos a través del arnés a dicho perímetro de seguridad.

Además para el montaje de la cubierta, se instalarán redes de seguridad horizontales por debajo de la misma, abarcando toda la sección en planta del edificio.

b) Trabajos que requieren montar o desmontar elementos prefabricados pesados.

Debido a que los elementos prefabricados son de grandes dimensiones y de peso elevado, el montaje de la estructura se debe ejecutar con especial atención, principalmente en las maniobras de izado, transporte y ubicación de las piezas prefabricadas.

Antes de comenzar el montaje se formará un equipo de montaje, junto con el Jefe del mismo, que tendrá establecido un código de señales para las distintas maniobras de izado, transporte y ubicación. Todas las operaciones de montaje serán planificadas previamente por el Técnico de Coordinación del montaje junto con el jefe de equipo.

4- PLANIFICACIÓN DE LA ACTIVIDAD PREVENTIVA

4.1 NORMAS GENERALES

En los trabajos realizados a diferentes alturas y que sea necesario la utilización de la escalera, estos se llevarán a cabo siguiendo las siguientes normas:

- A) Hasta 2,00 metros de altura, no será necesario ir atados.
- B) De 2,01 a 5,00 metros, será necesario llevar arnés anticaídas atado a los anclajes previstos para tal fin.
- C) De 5,01 metros en adelante, se utilizará plataformas aéreas cuando no sea posible la utilización de otros sistemas de seguridad. El operario utilizará el arnés de seguridad para anclarse a un punto fijo de la cesta de la plataforma elevadora.
- D) La escalera manual se utilizará de la forma y con las limitaciones establecidas por el fabricante (RD 2177/2004).

Los montadores comunicarán de manera inmediata al jefe del equipo de cualquier situación de riesgo no controlado o imprevisto que se presente, actuando en función de las instrucciones que reciba del mismo.

4.2 CONDICIONES DE LOS MEDIOS DE PROTECCIÓN

Todos los operarios y los montadores dispondrán de ropa laboral: los trabajadores de la construcción han de utilizar la ropa de trabajo facilitada por la empresa en las condiciones fijadas en el convenio colectivo provincial. La ropa ha de ser de tejido flexible, ajustada al cuerpo, sin elementos adicionales y fáciles de limpiar.

Todos los operarios y los montadores irán previstos como mínimo de los siguientes elementos de seguridad personal:

- A) Ropa Laboral Impermeable: en caso de tener de realizar trabajos bajo la lluvia o en condiciones de humedad, se les entregará a los trabajadores ropa laboral impermeable.

- B) Casco de Seguridad: El casco ha de ser de uso personal y obligado en las obras de la construcción. Los elementos que hayan sufrido impactos violentos o que tengan más de cuatro años, aún cuando no hubieran sido utilizados han de ser sustituidos por otros de nuevos. En casos extremos, lo podrán utilizar diferentes trabajadores, siempre que se cambien las piezas interiores con contacto con la cabeza.

Casco de protección. Tiene por misión la protección del cráneo, cara y cuello cuando existe riesgo de caída o de proyección violenta de objetos sobre la cabeza. Además protegerá al trabajador de las descargas eléctricas, siendo incombustible o de combustión lenta.

Las características principales serán:

Nombre	Casco de seguridad.
Marca/Modelo	JSP / MK2
Características	Polietileno alta densidad; Tratado anti UV; Ajustable; Relleno espuma

- C) Pantallas de Protección de Partículas (cuando sea necesario): Cuando los trabajadores estén expuestos a la proyección de partículas, polvo, humo, salpicadura de líquidos y radiaciones peligrosas o reflejantes, deberán de protegerse la vista con gafas de seguridad y/o pantallas.

- D) Arnés anticaídas: Se usarán para detener una posible caída en altura.

Nombre:	Arnés Anticaídas.
Marca:	Protecta.
Características:	Consta de una cuerda de 2m y de 12mm de diámetro Ref. AL120 C / B5 y alargo de 2m Incluye 2 mosquetones ref. AJ 501/ B 20.

- E) Protectores Auditivos (cuando sea necesario): Cuando los trabajadores estén en un lugar o área de trabajo con un nivel superior a 90db (A), es obligatorio el uso de protectores auditivos, que siempre serán de uso individual.

Modelo:	Mark 8.
Peso:	180gr

- F) Mascarilla de protección autofiltrante (cuando sea necesario): Se utilizará cuando la formación de polvo durante el trabajo no pueda evitarse por absorción o humidificación. Si la respiración queda notablemente dificultada irá dotada de un filtro mecánico recambiable.

- G) Guantes: Para evitar agresiones a las manos de los trabajadores (dermatitis, cortes, arañazos, picaduras...), es necesario utilizar los guantes.

Algodón o punto	trabajos ligeros.
Cuero	manipulación en general.
Tipo	Guantes de Protección
Marca/ Modelo	Urgell / GP
Características	Piel de Flo.

- H) Botas de seguridad con plantilla y puntera de acero: A causa de que los trabajadores del sector de la construcción están sometidos al riesgo de accidentes mecánicos, y que hay la posibilidad de perforación de las suelas por los clavos, es obligatorio el uso de calzado de seguridad (botas) tipo S3.

Cuando se deba trabajar en terrenos húmedos o que se pueden recibir salpicaduras de agua o de mortero, las botas han de ser de agua.

Nombre	Calzado de seguridad.
Marca/Modelo	Panther / Frau
Características	Puntera Hierro; Suela antideslizante; Plantilla de Protección.

Relación de elementos de protección colectiva:

- A) Elementos de seguridad tipo L o puntales de seguridad.
- B) Cuerdas de seguridad para los elementos tipo L o puntales de seguridad.

Todas las piezas de protección personal o elementos de protección colectiva tendrán fijado un período de vida útil, desechándose a su término.

Cuando por circunstancias del trabajo se produzca un deterioro más rápido en una determinada pieza o equipo, se repondrá independientemente de la duración prevista del mismo.

Toda prenda o bien equipo de protección que haya sufrido un trato límite, es decir, el máximo para el que fue concebido (por ejemplo un accidente) será rechazado y repuesto al momento. Aquellas prendas que por su uso hayan adquirido más holguras o tolerancias de las admitidas por el fabricante, serán repuestas.

Todas las protecciones deberán tener la marca C.E.

Las protecciones para la presente obra se entregarán en la siguiente cuantía:

Tipo	Núm.
Ropa laboral	3 ud.
Ropa laboral impermeable	3 ud.
Casco de seguridad	3 ud.
Pantallas de protección de partículas (cuando sea necesario)	3 ud.
Arnés de seguridad	3 ud.
Protectores auditivos (cuando sea necesario)	3 ud.
Mascarilla de protección autofiltrante (cuando sea necesario)	6 ud.
Guantes de cuero	12 pares
Guantes de goma	6 pares.
Botas de seguridad con plantillas y puntera de acero	3 pares.
Botas de agua	3 pares.
Elementos de seguridad tipo L o puntales de seguridad	9 ud.
Cuerdas de seguridad para los elementos tipo L o puntales de seguridad	3 ud.

4.3 EVALUACIÓN DE LOS RIESGOS EN FASE DE MONTAJE

Dadas las dificultades reales que existen para poder realizar una evaluación de los riesgos de una obra antes que esta empiece a funcionar en su totalidad o en alguna de sus unidades, se pretende establecer una previsión de los riesgos generales en cada una de las fases o unidades de la obra suficientemente amplia.

Dependiendo de las fases de ejecución de las tareas a realizar, enumeraremos los riesgos que se han considerado para la elaboración del presente Plan de Seguridad.

- a) Caídas a distinto nivel.
- b) Caídas de objetos por desplome o derrumbamiento.
- c) Caídas personas al mismo nivel.
- d) Caídas de objetos desprendidos.

- e) Pisadas sobre objetos.
- f) Choque contra objetos inmóviles.
- g) Choque contra objetos móviles.
- h) Golpes cortes por objetos o herramientas.
- i) Proyección de fragmentos o partículas.
- j) Atrapamiento por y entre objetos.
- k) Sobreesfuerzos.
- l) Quemaduras.
- m) Atropellos y golpes con vehículos.
- n) Contactos eléctricos.

El presente Plan de Seguridad permite plantear la evaluación paralela al plan de ejecución de la obra, hecho que facilita tanto su cumplimiento como su consulta posterior.

Se incorporarán fichas con los datos de la evaluación. Se rellenará una ficha para cada fase o unidad de obra. Estas fichas podrán tener una o más hojas de datos, según el tamaño de la unidad.

En cada ficha se detallarán los siguientes datos:

1ª) En la primera columna de la izquierda se relacionarán todos los tajos de esa fase de obra.

2ª) Para cada uno de los tajos se darán los datos siguientes:

- Número de operarios: número total de trabajadores de cada oficio en ese tajo.
- Maquinaria: Maquinaria que se utilizará para cada uno de los oficios.
- Herramientas: Lo mismo para las herramientas.
- Materiales Manipulados: Materiales más significativos que manipulará cada uno de los oficios.
- Productos químicos: Lo mismo para los productos químicos.
- Riesgos principales: para cada máquina, herramienta, material o producto químico, se relacionarán los riesgos más significativos que se puedan presentar.

3ª) En la hoja del Plan de Actuación, se asignará a cada riesgo previsto, las medidas que se vayan a adoptar para controlarlo.

VALORACIÓN DE LOS RIESGOS:

Una vez se han identificado un riesgo, se valora el grado de riesgo existente, La valoración se hace por combinación de dos parámetros:

- ◆ Severidad
- ◆ Probabilidad

La **severidad** valora las consecuencias de la materialización del riesgo, entendiéndolas como el accidente más probable/habitual.

La **probabilidad** valora la facilidad con que puede materializarse el riesgo.

Cada combinación severidad/probabilidad genera automáticamente una valoración del riesgo. Dicha valoración responde a un criterio que se resume en la siguiente tabla:

	PROBABILIDAD DE MATERIALIZACIÓN DEL RIESGO			
GRADO DE SEVERIDAD POSIBLE (Consecuencias)	IMPROBABLE (Extremadamente raro, no ha ocurrido hasta ahora) 1	POSIBLE (Es raro pero a ocurrido en alguna parte) 2	PROBABLE (No sería nada extraño que ocurriera) 3	INEVITABLE (es el resultado más probable si se presenta la exposición, ocurrirá a largo plazo) 4
DAÑOS MUY LEVES (Trastornos, molestias, fatiga, disconfort, insatisfacción) 1	IRRELEVANTE 1	MUY BAJO 2	MUY BAJO 3	BAJO 4
LESION LEVE (Contusiones y erosiones, cortes superficiales, irritaciones) 2	MUY BAJO 2	BAJO 4	MEDIO 6	ALTO 8
LESIÓN GRAVE (Laceraciones, quemaduras, conmociones, fracturas menores, sordera, dermatitis, asma) 3	MUY BAJO 3	MEDIO 6	ALTO 9	MUY ALTO 12
LESION MUY GRAVE O MORTAL (Amputaciones, intoxicaciones) 4	BAJO 4	ALTO 8	MUY ALTO 12	EXTREMADAMENTE ALTO 16

4.4 ANÁLISIS DE LOS RIESGOS PROVOCADOS POR TRABAJOS EN PROXIMIDADES DE LÍNEAS ELÉCTRICAS.

Los trabajos no eléctricos en la proximidad de instalaciones en tensión, y el consiguiente riesgo de contacto con elementos bajo tensión accesibles, conllevan un alto grado de peligrosidad.

El riesgo es particularmente grave si, además de no percibirse con la suficiente antelación la existencia de dichas conducciones, no se adoptan a tiempo las medidas de seguridad pertinentes.

Así pues, antes de comenzar los trabajos, ya que se utiliza maquinaria móvil de gran altura, se determinará, siempre con la suficiente antelación si existen riesgos derivados de la proximidad de líneas eléctricas aéreas. El técnico de Lecsá investigará la presencia de dichas líneas, que pueden encontrarse por ejemplo: sobre el terreno donde se va a trabajar; en el emplazamiento previsto para la instalación de grúas o su radio de acción, o sobre el trayecto previsto para las máquinas de gran altura.

Verificada la existencia de la línea eléctrica, se contactará con la compañía propietaria de la línea para proponer dejarla fuera de servicio con todos sus conductores en cortocircuito y puestos a tierra mientras duren los trabajos de montaje.

Si ello no fuera posible, se plantearía el recubrimiento de las partes activas con un aislamiento apropiado, que permita conservar sus propiedades indefinidamente y limitar la corriente de contacto a un valor inocuo.

Como último recurso y para poder garantizar el trabajo seguro de los montadores si no fuera posible ninguna propuesta anterior o alguna otra que propusiera la propietaria de la línea, se establecerán las distancias de seguridad marcadas por el R.D. 614/2001 de 8 de junio, sobre disposiciones mínimas para la protección de la salud y seguridad de los trabajadores frente al riesgo eléctrico.

La estimación de las distancias con respecto a la línea se efectuarán mediante taquímetro o pértigas aislantes adecuadas a la tensión de la misma. No deberán emplearse otros instrumentos que no ofrezcan garantías aislantes suficientes, a pesar de su apariencia aislante.

Si a pesar de lo expuesto en el párrafo anterior, a la hora de realizar los trabajos y maniobras con la maquinaria y aparatos elevadores no podemos garantizar las distancias de seguridad, se emplazarán obstáculos que constituyan una protección eficaz, como por ejemplo, vallas, terraplenes, pantallas, etc., que correrán a cargo del promotor y será el quien tendrá que instalarlas.

4.4.1. Conducta a observar en caso de contacto de máquinas con líneas aéreas.

En el caso de contacto de maquinaria de transporte, grúas, etc., con una línea aérea el operador debe observar las siguientes normas:

- ♦ Se quedará en la cabina e intentará retirar la máquina de la línea.
- ♦ Si es posible separar la máquina, el conductor o maquinista no descenderá tocando a la vez la máquina y el suelo, ya que está expuesto a electrocutarse. Deberá saltar lo más lejos posible de la máquina, evitando tocarla, y advertirá a su vez a las personas que allí se encuentren de que no se acerquen ni entren en contacto con ella.

4.5 MEDICINA PREVENTIVA

Se dispone de un botiquín que contiene el material especificado en la normativa vigente. Dicho botiquín será revisado mensualmente y repuesto inmediatamente lo que se consuma o caduque.

En caso de accidente los montadores podrán recibir asistencia médica en el centro de asistencia de la Mutua Universal referenciado en el capítulo 0 del presente plan de seguridad. También podrán recibir información sobre asistencia médica en el teléfono interrumpido 900.203.203.

Cada equipo dispone en la furgoneta de un listado de hospitales, bomberos, ambulancias, centros de asistencia para poderlos utilizar en caso de necesitar asistencia médica.

En caso de accidente menor:

- Interrumpir la situación de peligro sin arriesgar al afectado ni a ningún otro compañero.
- Avisar al encargado de obra y al Coordinador de Seguridad y efectuar primeros auxilios.
- Trasladar al accidentado a un centro hospitalario, si es necesario.
- Realizar una investigación sobre las causas del accidente.

En caso de accidente grave o mortal:

- Lo mismo que en el accidente menor y además comunicar a los servicios de socorro la naturaleza, gravedad, afectados y situación de los mismos.
- Se informará inmediatamente a la Mutua, Coordinador en fase de ejecución, y autoridades Pertinentes.

- Si el accidentado no está en peligro, se le cubre, tranquiliza, y se le atiende en el mismo lugar del accidente.
- Si el accidentado está en peligro, se le traslada con el máximo cuidado, evitando siempre mover la columna vertebral.

En caso de asfixia o electrocución:

- Detener la causa que lo genera, sin exponerse uno mismo.
- Avisar a los efectivos de seguridad.
- Si el accidentado respira, situarlo en posición lateral de seguridad.
- Si no respira, realizar el boca-boca.

En caso de quemaduras:

- En todos los casos lavar abundantemente con agua del grifo.
- Si la quemadura es grave, por llama o líquidos hirvientes, no despojar de la ropa, y mojar abundantemente con agua fría.
- Si es producida por productos químicos, levantar la ropa con un chorro de agua y lavar abundantemente con agua durante quince minutos.
- Si la quemadura se puede extender, no tocarla. Si la hinchazón es profunda, desinfectarla, sin frotar con un antiséptico y recubrir con gasas.

En caso de heridas o cortes:

- Si son superficiales, desinfectar con productos antisépticos y recubrir con una protección adhesiva.
- Si es más profunda, recubrir la herida con compresas y si sangra abundantemente, presionar con la mano o con una banda bien ajustada sin interrumpir la circulación de la sangre.

4.6 RECONOCIMIENTOS MEDICOS.

Se acredita que el personal en la obra ha pasado un reconocimiento médico, que se repetirá anualmente. Este se ha realizado teniendo en cuenta el trabajo que cada uno de ellos realiza, por lo que a cada trabajador se le practica un reconocimiento médico específico.

4.7 FORMACIÓN.

La formación e información de los trabajadores sobre los riesgos laborales y sobre los métodos de trabajo seguro son fundamentales para el éxito de la Prevención.

La empresa conoce que está legalmente obligada a formar en el método de trabajo seguro a todo el personal a su cargo, por lo que los trabajadores que van a intervenir en la obra objeto de este Plan, han recibido la información sobre los riesgos y las medidas preventivas a adoptar en cada caso para poder realizar un trabajo de forma segura.

Además la persona designada ha recibido un curso de 50 h. sobre Prevención de Riesgos Laborales específico de construcción.

Asimismo, todo el personal de la empresa ha recibido formación presencial sobre Prevención de Riesgos Laborales que se realiza en la empresa.

5- PRESUPUESTO

Descripción	Unidades	Euros	Importe
Ropa laboral	4	64.07	256.28
Ropa laboral impermeable	4	4.47	17.88
Casco de seguridad	4	10.07	40.28
Pantallas de protección de partículas	4	8.59	34.36
Arnés de seguridad	4	47.34	189.36
Protectores auditivos	4	6.20	24.80
Mascarilla de protección autofiltrante	4	1.52	6.08
Guantes de cuero	4 pares	1.82	7.28
Guantes de goma	4 pares	0.96	3.84
Botas de seguridad con plantilla y puntera de acero	4 pares	30.05	120.20
Botas de agua	4 pares	5.43	21.72
Elementos de seguridad tipo L	9	56.50	508.50
Cuerdas de seguridad para los elementos tipo L	4	56.29	225.16
Sirga para los trasteles	4	43.60	174.40
Canasta de seguridad (euros/día)	2	132.22	132.22
Redes de seguridad horizontales para montaje cubierta	0	1.08	0.00
Redes de seguridad horizontales para montaje cubierta	0	1.08	0.00
Trasteles para la colocación de placas de forjado	4	171.29	685.16

TOTAL: 2447.52 EUROS

* El coste del presente presupuesto queda incluido en el contrato (precio de las piezas) que la propiedad tiene con la empresa Prefabricados Pujol S.A.

LERIDANA DE ESTRUCTURAS Y CUBIERTAS, S.A.
Mollerussa, a 05 de Agosto de 2008

Firmado:

2.4.2 ORDEN DE CARGA

Número y tipo transporte	Piezas	Peso (kg)	Carga total (kg)
1. Trailer	Pilar BB Pilar AG Pilar AE Pilar BC Pilar AN (x1)	3.961 3.989 4.087 3.961 4.982	20.980
2. Trailer	Pilar AN (x2) Pilar AL (x3)	9.964 14.874	24.838
3. Trailer	Pilar AJ Pilar AM Pilar AT Pilar BA	5.291 4.834 6.201 3.924	20.250
4. Trailer	Riostra RL-3 Riostra RV-2 Riostra RL-4 Riostra RL-1 Riostra RL-2 Riostra RV-1	1.421 1.091 1.792 1.380 1.422 1.459	8.565
5. Trailer	Canal C-5 (x8) Correas 9.98 (x3) Correa 10.18 (x11)	16.768 2.170 6047	24.985
6. Extensible	Peralzada P-1 (x3)	24.069	24.069
7. Extensible	Peralzada P-2 (x1) Correas 9.98m (x30)	8.023 16.200	24.223
8. Trailer	Cortafuegos 9.98m (x3) Cortafuegos 10.19m Cortafuegos 9.39m	11.910 4.049 3.732	19.691
9. Trailer	Pared BA Pared AN Pared AP Pared AZ	7.804 4.384 4.345 8.896	25.429
10. Trailer	Pared BD Pared BG	9.061 9.054	18.115
11. Trailer	Pared BB Pared AY Pared BE	8.859 8.793 7.792	25.444
12. Trailer	Pared AW Pared AV (x1) Pared AL (x1)	7.839 8.920 4.354	21.113
13. Trailer	Pared AV (x2)	17.840	17.840
14. Trailer	Pared AX Pared AD (x1)	8.968 8.893	17.861
15. Trailer	Pared AD (x2)	17.786	17.786

16. Trailer	Pared AT Pared AD (x1) Pared AL (x1)	8.968 8.893 4.354	22.215
17. Trailer	Pared AS Pared AD (x1)	9.051 8.893	17.944
18. Trailer	Pared AD (x2)	17.786	17.786
19. Trailer	Pared AA (x1) Pared AD (x1)	8.947 8.893	17.840
20. Trailer	Pared AD (x2)	17.786	17.786
21. Trailer	Pared AR (x1) Correas 9.38m (x11) Canal C-6 Canal C-4	7.796 5.584 1.886 1.930	17.196
22. Trailer	Pilar AZ Pilar AY Pilar AP Thalasa TL7	4.353 4.191 2.815 7.032	18.391
23. Trailer	Thalasa TL4 Thalasa TL2 Thalasa TL5	8.511 7.372 8.561	24.444
24. Trailer	Alveolar 1.20x12.28m (x4)	22.435	22.435
25. Trailer	Alveolar 1.20x12.28m (x3) Alveolar 0.75x12.28m (x1) Alveolar 0.45x5.98m (x1) Alveolar 0.45x5.88m (x1)	16.826 3.505 1.023 1.005	22.359
26. Trailer	Alveolar 1.20x12.28m (x4)	22.435	22.435
27. Trailer	Alveolar 1.20x12.28m (x3) Alveolar 0.75x12.28m (x1) Alveolar 0.45x5.98m (x1) Alveolar 0.45x5.88m (x1)	16.826 3.505 1.023 1.005	22.359
28. Trailer	Pared HM Pared HE Pared HF Pared HA	6.244 4.915 6.235 7.342	24.736
28. Trailer	Pared HL Pared HD Pared HF Pared AF	5.960 4.671 5.934 7.808	24.373
29. Trailer	Pared AD (x2) Pared AK	17.786 4.832	22.618
30. Trailer	Pared AD (x1) Pared AJ Pared AH Pared AG	8.893 4.235 4.246 4.833	22.207
31. Trailer	Pared AD (x1) Pared AC (x1)	8.893 8.971	17.864

32. Trailer	Pared AD (x2)	17.786	17.786
33. Trailer	Pared AD (x1)	8.893	17.864
	Pared AC (x1)	8.971	
34. Trailer	Pared AD (x2)	17.786	17.786
35. Trailer	Pared AD (x1)	8.893	17.946
	Pared AB	9.053	
36. Trailer	Pared AD (x2)	17.786	17.786
37. Trailer	Pared AD (x1)	8.893	17.840
	Pared AA (x1)	8.947	
38. Trailer	Pared AD (x2)	17.786	17.786
39. Trailer	Pared AE	7.792	7.792

2.5 ANEXO 5

(Fichas técnicas utilizadas)

2.6 ANEXO 6

(Tablas y figuras utilizadas)

Tabla 42.3.5 EHE-08

Tabla 42.3.5. Cuantías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽⁶⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400\text{N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500\text{N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Armadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Armadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Armadura horizontal	4,0	3,2
	Armadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuantía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuantía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto h del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuantía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada in situ.
- (4) Cuantía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretesas que actúen antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Tabla 3.2 Documento Básico SE-C (CTE)

Tabla 3.2. Grupo de terreno

Grupo	Descripción
T-1	Terrenos favorables: aquellos con poca variabilidad, y en los que la práctica habitual en la zona es de cimentación directa mediante elementos aislados.
T-2	Terrenos intermedios: los que presentan variabilidad, o que en la zona no siempre se recurre a la misma solución de cimentación, o en los que se puede suponer que tienen rellenos antrópicos de cierta relevancia, aunque probablemente no superen los 3,0 m.
T-3	Terrenos desfavorables: los que no pueden clasificarse en ninguno de los tipos anteriores. De forma especial se considerarán en este grupo los siguientes terrenos: <ul style="list-style-type: none"> a) Suelos expansivos b) Suelos colapsables c) Suelos blandos o sueltos d) Terrenos kársticos en yesos o calizas e) Terrenos variables en cuanto a composición y estado f) Rellenos antrópicos con espesores superiores a 3 m g) Terrenos en zonas susceptibles de sufrir deslizamientos h) Rocas volcánicas en coladas delgadas o con cavidades i) Terrenos con desnivel superior a 15° j) Suelos residuales k) Terrenos de marismas

Tabla 3.8 Documento Básico SE-AE (CTE)

Tabla 3.8 Sobrecarga de nieve en capitales de provincia y ciudades autónomas

Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²	Capital	Altitud m	s_k kN/m ²
Albacete	690	0,6	Guadalajara	680	0,6	Pontevedra	0	0,3
Alicante / Alacant	0	0,2	Huelva	0	0,2	Salamanca	780	0,5
Almería	0	0,2	Huesca	470	0,7	SanSebas- tián/Donostia	0	0,3
Ávila	1.130	1,0	Jaén	570	0,4	Santander	1.000	0,3
Badajoz	180	0,2	León	820	1,2	Segovia	10	0,7
Barcelona	0	0,4	Lérida / Lleida	150	0,5	Sevilla	1.090	0,2
Bilbao / Bilbo	0	0,3	Logroño	380	0,6	Soria	0	0,9
Burgos	860	0,6	Lugo	470	0,7	Tarragona	0	0,4
Cáceres	440	0,4	Madrid	660	0,6	Tenerife	950	0,2
Cádiz	0	0,2	Málaga	0	0,2	Teruel	550	0,9
Castellón	0	0,2	Murcia	40	0,2	Toledo	0	0,5
Ciudad Real	640	0,6	Orense / Ourense	130	0,4	Valencia/València	0	0,2
Córdoba	100	0,2	Oviedo	230	0,5	Valladolid	690	0,4
Coruña / A Coruña	0	0,3	Palencia	740	0,4	Vitoria / Gasteiz	520	0,7
Cuenca	1.010	1,0	Palma de Mallorca	0	0,2	Zamora	650	0,4
Gerona / Girona	70	0,4	Palmas, Las	0	0,2	Zaragoza	210	0,5
Granada	690	0,5	Pamplona/Iruña	450	0,7	Ceuta y Melilla	0	0,2

Figura E.2 Documento Básico SE-AE (CTE)



Figura E.2 Zonas climáticas de invierno

Tabla E.2 Documento Básico SE-AE (CTE)

Tabla E.2 Sobrecarga de nieve en un terreno horizontal (kN/m²)

Altitud (m)	Zona de clima invernal, (según figura E.2)						
	1	2	3	4	5	6	7
0	0,3	0,4	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
200	0,5	0,5	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2
400	0,6	0,6	0,2	0,3	0,4	0,2	0,2
500	0,7	0,7	0,3	0,4	0,4	0,3	0,2
600	0,9	0,9	0,3	0,5	0,5	0,4	0,2
700	1,0	1,0	0,4	0,6	0,6	0,5	0,2
800	1,2	1,1	0,5	0,8	0,7	0,7	0,2
900	1,4	1,3	0,6	1,0	0,8	0,9	0,2
1.000	1,7	1,5	0,7	1,2	0,9	1,2	0,2
1.200	2,3	2,0	1,1	1,9	1,3	2,0	0,2
1.400	3,2	2,6	1,7	3,0	1,8	3,3	0,2
1.600	4,3	3,5	2,6	4,6	2,5	5,5	0,2
1.800	-	4,6	4,0	-	-	9,3	0,2
2.200	-	8,0	-	-	-	-	-

Figura D.1 Documento Básico SE-AE (CTE)

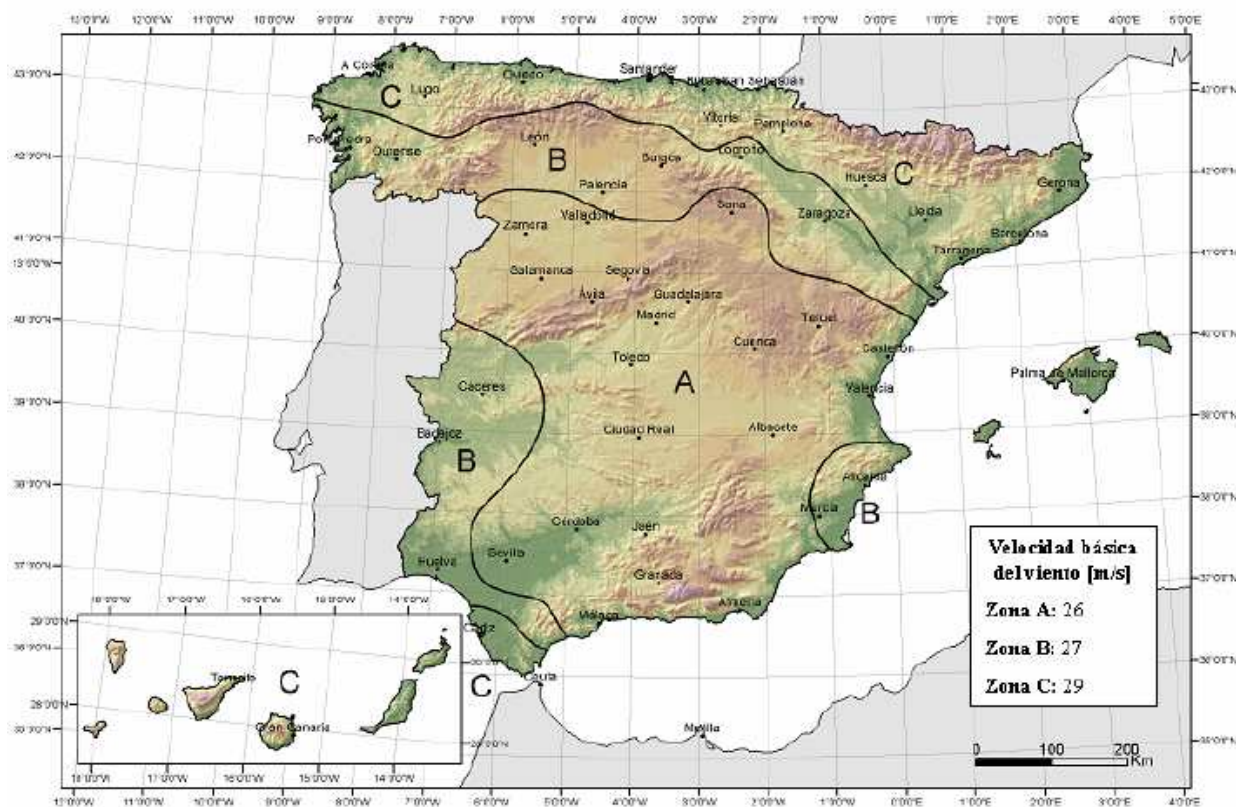


Figura D.1 Valor básico de la velocidad del viento, V_b

Tabla 3.4 Documento Básico SE-AE (CTE)

Tabla 3.4. Valores del coeficiente de exposición c_e

Grado de aspereza del entorno	Altura del punto considerado (m)							
	3	6	9	12	15	18	24	30
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	2,1	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,3	3,5
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	1,6	2,0	2,3	2,5	2,6	2,7	2,9	3,1
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	1,3	1,4	1,7	1,9	2,1	2,2	2,4	2,6
V Centro de negocio de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	1,2	1,2	1,2	1,4	1,5	1,6	1,9	2,0

Tabla D.2 Documento Básico SE-AE (CTE)

Tabla D.2 Coeficientes para tipo de entorno

Grado de aspereza del entorno	Parámetro		
	k	L (m)	Z (m)
I Borde del mar o de un lago, con una superficie de agua en la dirección del viento de al menos 5 km de longitud	0,15	0,003	1,0
II Terreno rural llano sin obstáculos ni arbolado de importancia	0,17	0,01	1,0
III Zona rural accidentada o llana con algunos obstáculos aislados, como árboles o construcciones pequeñas	0,19	0,05	2,0
IV Zona urbana en general, industrial o forestal	0,22	0,3	5,0
V Centro de negocios de grandes ciudades, con profusión de edificios en altura	0,24	1,0	10,0

Tabla D.6 Documento Básico SE-AE (CTE)

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,6	0,2
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
60°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
75°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3

Tabla 3.1 Documento Básico SE-AE (CTE)

Tabla 3.1. Valores característicos de las sobrecargas de uso

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾ ⁽⁶⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁴⁾	1
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

⁽⁷⁾ Esta sobrecarga de uso no se considera concomitante con el resto de acciones variables.

Tabla 4.2 Documento Básico SE (CTE)

Tabla 4.2 Coeficientes de simultaneidad (ψ)

	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga superficial de uso (Categorías según DB-SE-AE)			
• Zonas residenciales (Categoría A)	0,7	0,5	0,3
• Zonas administrativas (Categoría B)	0,7	0,5	0,3
• Zonas destinadas al público (Categoría C)	0,7	0,7	0,6
• Zonas comerciales (Categoría D)	0,7	0,7	0,6
• Zonas de tráfico y de aparcamiento de vehículos ligeros con un peso total inferior a 30 kN (Categoría E)	0,7	0,7	0,6
• Cubiertas transitables (Categoría F)		⁽¹⁾	
• Cubiertas accesibles únicamente para mantenimiento (Categoría G)	0	0	0
Nieve			
• para altitudes > 1000 m	0,7	0,5	0,2
• para altitudes ≤ 1000 m	0,5	0,2	0
Viento	0,6	0,5	0
Temperatura	0,6	0,5	0
Acciones variables del terreno	0,7	0,7	0,7

⁽¹⁾ En las cubiertas transitables, se adoptarán los valores correspondientes al uso desde el que se accede.

Tabla 8.2.2. EHE-08

Tabla 8.2.2 Clases generales de exposición relativas a la corrosión de las armaduras

CLASE GENERAL DE EXPOSICIÓN			DESCRIPCIÓN	EJEMPLOS
Clase	Subclase	Designación		
Normal	no agresiva	I	<ul style="list-style-type: none"> - interiores de edificios, no sometidos a condensaciones - elementos de hormigón en masa 	<ul style="list-style-type: none"> - elementos estructurales de edificios, incluido los forjados, que estén protegidos de la intemperie
		IIa	<ul style="list-style-type: none"> - interiores sometidos a humedades relativas medias altas (> 65%) o a condensaciones - exteriores en ausencia de cloruros, y expuestos a lluvia en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm - elementos enterrados o sumergidos 	<ul style="list-style-type: none"> - elementos estructurales en sótanos no ventilados - cimentaciones - estribos, pilas y tableros de puentes en zonas, sin impermeabilizar con precipitación media anual superior a 600 mm - Tableros de puentes impermeabilizados, en zonas con sales de deshielo y precipitación media anual superior a 600 mm - elementos de hormigón, que se encuentren a la intemperie o en las cubiertas de edificios en zonas con precipitación media anual superior a 600 mm - Forjados en cámara sanitaria, o en interiores en cocinas y baños, o en cubierta no protegida
	Humedad alta			
	Marina			
	Humedad media	IIb	<ul style="list-style-type: none"> - exteriores en ausencia de cloruros, sometidos a la acción del agua de lluvia, en zonas con precipitación media anual inferior a 600 mm 	<ul style="list-style-type: none"> - elementos estructurales en construcciones exteriores protegidas de la lluvia - tableros y pilas de puentes, en zonas de precipitación media anual inferior a 600 mm
	Área	IIIa	<ul style="list-style-type: none"> - elementos de estructuras marinas, por encima del nivel de pleamar - elemento exteriores de estructuras situadas en las proximidades de la línea costera (a menos de 5 km) 	<ul style="list-style-type: none"> - elementos estructurales de edificaciones en las proximidades de la costa - puentes en las proximidades de la costa - zonas aéreas de diques, pantanos y otras obras de defensa litoral - instalaciones portuarias
	Sumergida	IIIb	<ul style="list-style-type: none"> - elementos de estructuras marinas sumergidas permanentemente, por debajo del nivel mínimo de bajamar 	<ul style="list-style-type: none"> - zonas sumergidas de diques, pantanos y otras obras de defensa litoral - cimentaciones y zonas sumergidas de pilas de puentes en el mar
	en zona de carrera de mareas y en zonas de salpicaduras	IIIc	<ul style="list-style-type: none"> - elementos de estructuras marinas situadas en la zona de salpicaduras o en zona de carrera de mareas 	<ul style="list-style-type: none"> - zonas situadas en el recorrido de marea de diques, pantanos y otras obras de defensa litoral - zonas de pilas de puentes sobre el mar, situadas en el recorrido de marea
con cloruros de origen diferente del medio marino		IV	<ul style="list-style-type: none"> - instalaciones no impermeabilizadas en contacto con agua que presente un contenido elevado de cloruros, no relacionados con el ambiente marino - superficies acuosas a sales de deshielo no impermeabilizadas 	<ul style="list-style-type: none"> - piscinas e interiores de los edificios que las albergan. - pilas de pasos superiores o pasarelas en zonas de nieve - estaciones de tratamiento de agua.

Tabla 4.1 Documento Básico SE (CTE)

Tabla 4.1 Coeficientes parciales de seguridad (γ) para las acciones

Tipo de verificación ⁽¹⁾	Tipo de acción	Situación persistente o transitoria	
		desfavorable	favorable
Resistencia	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,35	0,80
	Empuje del terreno	1,35	0,70
	Presión del agua	1,20	0,90
	Variable	1,50	0
Estabilidad		desestabilizadora	estabilizadora
	Permanente		
	Peso propio, peso del terreno	1,10	0,90
	Empuje del terreno	1,35	0,80
	Presión del agua	1,05	0,95
	Variable	1,50	0

⁽¹⁾ Los coeficientes correspondientes a la verificación de la resistencia del terreno se establecen en el DB-SE-C

Tabla D.6 Documento Básico SE-AE (CTE)

Pendiente de la cubierta α	A (m ²)	Zona (según figura)				
		F	G	H	I	J
-45°	≥ 10	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1
	≤ 1	-0,6	-0,6	-0,8	-0,7	-1,5
-30°	≥ 10	-1,1	-0,8	-0,8	-0,6	-0,8
	≤ 1	-2	-1,5	-0,8	-0,6	-1,4
-15°	≥ 10	-2,5	-1,3	-0,9	-0,5	-0,7
	≤ 1	-2,8	-2	-1,2	-0,5	-1,2
-5°	≥ 10	-2,3	-1,2	-0,8	0,2	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	0,2	0,2
5°	≥ 10	-1,7	-1,2	-0,6	-0,6	0,2
	≤ 1	-2,5	-2	-1,2	-0,6	0,2
15°	≥ 10	-0,9	-0,8	-0,3	-0,4	-1
	≤ 1	0,2	0,2	0,2	+0,0	+0,0
30°	≥ 10	-0,5	-0,5	-0,2	-0,4	-0,5
	≤ 1	0,7	0,7	0,4	0	0
45°	≥ 10	-0,0	-0,0	-0,0	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,6	+0,0	+0,0
60°	≥ 10	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,7	0,7	0,7	-0,2	-0,3
75°	≥ 10	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3
	≤ 1	0,8	0,8	0,8	-0,2	-0,3

Tabla 3.1 Norma de construcción sismorresistente (NCSE-02)

Tabla 3.1.
VALORES DEL COEFICIENTE DE RESPUESTA β

TIPO DE ESTRUCTURA	COMPARTIMENTACIÓN DE LAS PLANTAS	Ω (%)	COEFICIENTE DE COMPORTAMIENTO POR DUCTILIDAD			SIN DUCTILIDAD ($\mu = 1$)
			$\mu = 4$	$\mu = 3$	$\mu = 2$	
HORMIGÓN ARMADO O ACERO LAMINADO	Diáfana	4	0,27	0,36	0,55	1,09
	Compartimentada	5	0,25	0,33	0,50	1,00
MUROS Y TIPOS SIMILARES	Compartimentada	6	-	-	0,46	0,93

Tabla 42.3.5. EHE-08

Tabla 42.3.5. Cuanías geométricas mínimas, en tanto por 1000, referidas a la sección total de hormigón ⁽⁶⁾

Tipo de elemento estructural		Tipo de acero	
		Aceros con $f_y = 400\text{N/mm}^2$	Aceros con $f_y = 500\text{N/mm}^2$
Pilares		4,0	4,0
Losas ⁽¹⁾		2,0	1,8
Forjados unidireccionales	Nervios ⁽²⁾	4,0	3,0
	Amadura de reparto perpendicular a los nervios ⁽³⁾	1,4	1,1
	Amadura de reparto paralela a los nervios ⁽³⁾	0,7	0,6
Vigas ⁽⁴⁾		3,3	2,8
Muros ⁽⁵⁾	Amadura horizontal	4,0	3,2
	Amadura vertical	1,2	0,9

- (1) Cuanía mínima de cada una de las armaduras, longitudinal y transversal repartida en las dos caras. Para losas de cimentación y zapatas armadas, se adoptará la mitad de estos valores en cada dirección dispuestos en la cara inferior.
- (2) Cuanía mínima referida a una sección rectangular de ancho b_w y canto e del forjado de acuerdo con la Figura 42.3.5. Esta cuantía se aplica estrictamente en los nervios y no en las zonas macizadas. Todas las viguetas deben tener en la cabeza inferior, al menos, dos armaduras activas o pasivas longitudinales simétricas respecto al plano medio vertical.
- (3) Cuanía mínima referida al espesor de la capa de compresión hormigonada in situ.
- (4) Cuanía mínima correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- (5) La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta una armadura mínima igual al 30% de la consignada.
- A partir de los 2,5 m de altura del fuste del muro y siempre que esta distancia no sea menor que la mitad de la altura del muro podrá reducirse la cuantía horizontal a un 2%. En el caso en que se dispongan juntas verticales de contracción a distancias no superiores a 7,5 m, con la armadura horizontal interrumpida, las cuantías geométricas horizontales mínimas pueden reducirse al 2%. La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50% en cada cara. En el caso de muros con espesores superiores a 50 cm, se considerará un área efectiva de espesor máximo 50 cm distribuidos en 25 cm a cada cara, ignorando la zona central que queda entre estas capas superficiales.
- (6) En el caso de elementos pretensados, la armadura activa podrá tenerse en cuenta en relación con el cumplimiento de las cuantías geométricas mínimas sólo en el caso de las armaduras pretesas que actúan antes de que se desarrolle cualquier tipo de deformación térmica o reológica.

Tabla 2.1 Documento Básico SE-C (CTE)

Tabla 2.1. Coeficientes de seguridad parciales

Situación de dimensionado	Tipo	Materiales		Acciones	
		γ_R	γ_M	γ_E	γ_F
Persistente o transitoria	Hundimiento	3,0 ⁽¹⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,5 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9 ⁽³⁾	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,8	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,8	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,6 ⁽⁵⁾	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	3,5	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	3,5	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
	Estabilidad fondo excavación	1,0	2,5 ⁽⁶⁾	1,0	1,0
	Sifonamiento	1,0	2,0	1,0	1,0
	Rotación o traslación				
	Equilibrio límite	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
	Modelo de Winkler	1	1,0	0,6 ⁽⁷⁾	1,0
	Elementos finitos	1,0	1,5	1,0	1,0
Extraordinaria	Hundimiento	2,0 ⁽⁸⁾	1,0	1,0	1,0
	Deslizamiento	1,1 ⁽²⁾	1,0	1,0	1,0
	Vuelco ⁽²⁾				
	Acciones estabilizadoras	1,0	1,0	0,9	1,0
	Acciones desestabilizadoras	1,0	1,0	1,2	1,0
	Estabilidad global	1,0	1,2	1,0	1,0
	Capacidad estructural	- ⁽⁴⁾	- ⁽⁴⁾	1,0	1,0
	Pilotes				
	Arrancamiento	2,3	1,0	1,0	1,0
	Rotura horizontal	2,3	1,0	1,0	1,0
	Pantallas				
	Rotación o traslación				
	Equilibrio límite	-	-	-	-
	Modelo de Winkler	1,0	1,0	0,8	1,0
	Elementos finitos	1,0	1,2	1,0	1,0

⁽¹⁾ En pilotes se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas (largo plazo), para métodos basados en fórmulas analíticas (corto plazo), métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hincas con control electrónico de la hincas y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 2,0.

⁽²⁾ De aplicación en cimentaciones directas y muros.

⁽³⁾ En cimentaciones directas, salvo justificación en contrario, no se considerará el empuje pasivo.

⁽⁴⁾ Los correspondientes de los Documentos Básicos relativos a la seguridad estructural de los diferentes materiales o la Instrucción EHE.

⁽⁵⁾ Aplicable a elementos de hormigón estructural cuyo nivel de ejecución es intenso o normal, según la Instrucción EHE. En los casos en los que el nivel de control de ejecución sea reducido, el coeficiente γ_E debe tomarse, para situaciones persistentes o transitorias, igual a 1,8.

⁽⁶⁾ El coeficiente γ_M será igual a 2,0 si no existen edificios o servicios sensibles a los movimientos en las proximidades de la pantalla.

⁽⁷⁾ Afecta al empuje pasivo

⁽⁸⁾ En pilotes, se refiere a métodos basados en ensayos de campo o fórmulas analíticas; para métodos basados en pruebas de carga hasta rotura y métodos basados en pruebas dinámicas de hincas con control electrónico de la hincas y contraste con pruebas de carga, se podrá tomar 1,5

Tabla de utilización placas alveolares – CTE (Prefabricados Pujol S.A)

Condiciones:

LONGITUDES TOTALES en placa biapoyada. Apoyo mínimo 15 cm.

Hormigón "in situ" $F_{ck}=250 \text{ kg/cm}^2$

Flecha ACTIVA (L/500 o L/1000+0.5) con Sc de 380 kg/m² para viviendas y 430 kg/m² para oficinas con tabiquería

Flecha TOTAL (L/250 o L/500+1) con Sc de 480 a 3000 kg/m² para forjados sin tabiquería

11-06-2007

PLACA		Mom.	Corte	SOBRECARGAS en kg/m ²									
Código	Tipo	Ultimo	Ultimo	380	430	480	580	750	1000	1500	2000	2500	3000
		MkN/	kN/m	LONGITUDES MAXIMAS (m)									
	20.0+5	74	65	5.46A	5.45A	5.44A	5.44A	5.45A	5.14B	4.50B	* 4.05B	* 3.56B	* 3.09C
	20.2+5	106	96	7.34A	7.34A	7.26A	6.96A	6.56A	6.04B	5.28B	* 4.76B	* 4.30B	* 3.73C
	25.4+5	152	98	9.00A	8.81A	8.62A	8.29A	7.89A	7.30B	6.42B	* 5.76C	* 5.16D	* 4.48D
	25.6+5	225	142	9.91A	10.01A	10.76A	10.31A	9.66A	8.90B	7.79B	7.01D	6.30D	* 5.41D
	30.5+5	281	164	11.25A	11.34A	11.97A	11.49A	10.79B	9.96B	* 8.67D	* 7.76D	* 7.08D	* 6.20E
	30.7+5	332	175	11.35A	11.47A	12.77A	12.29A	11.55B	10.66B	9.37D	* 8.38D	* 7.65E	* 6.67E
	30.9+5	370	175	11.50A	11.71A	13.88A	13.32A	12.51B	11.48B	9.94D	8.89D	* 7.78E	* 6.67E
	40.3+5	395	164	13.45B	13.58B	13.62B	13.11B	12.37B	* 11.47B	* 10.05D	* 9.03D	* 8.05E	
	40.5+5	462	206	14.00B	14.14B	14.72B	14.17B	13.36B	12.39B	* 10.86D	* 9.76E		
	40.7+5	528	232	14.26B	14.60B	15.78B	15.19B	14.32B	13.27C	11.61D	* 10.43E		
	50.4+5	589	201	15.57B	15.70B	15.72B	15.38B	14.56C	* 13.56C	* 12.05D			
	50.5+5	674	209	16.03B	16.15B	16.89B	16.31B	15.44C	14.38D	* 12.78E			
	50.7+5	800	228	16.89B	17.04B	18.00B	17.96B	17.00C	15.83D	13.93E			

Malla Ø5 20*30 → A
Malla Ø5 15*15 → B
Malla Ø6 20*30 → C
Malla Ø6 15*15 → D
Malla Ø8 20*30 → E
Malla Ø8 15*15 → F

- * Necesita 1 b16 de 150+0.15 en cada apoyo (en seno placa) para anclaje del cortante.
- Ver tabla de negativos
- Tipos de neoprenos:

N=1000*50*5

N=1000*100*5

631006

631003

Y toda si L>15 m

3.- PLANOS

ÍNDICE DE LOS PLANOS

<i>3.1 Planos constructivos de la nave industrial.....</i>	<i>358</i>
1. Situación y emplazamiento	
2. Ocupación parcela	
3. Planta general (ref.)	
4. Cimentación	
5. Estructura de cubierta (ref.)	
6. Cerramiento cubierta	
7. Planta forjado I (ref.)	
8. Planta forjado II (ref.)	
9. Fachadas exteriores I (ref.)	
10. Fachadas exteriores II (ref.)	
11. Sección (sin ampliación)	
12. Sección (con ampliación)	
13. Puntos de sondeo	
 <i>3.2 Fichas fabricación piezas en fábrica.....</i>	 <i>359</i>

3.1 PLANOS CONSTRUCTIVOS

3.2 FICHAS DE FABRICACIÓN PIEZAS

4.- PLIEGO CONDICIONES

ÍNDICE DEL PLIEGO CONDICIONES

<i>4.1 Definición y alcance del pliego.....</i>	364
<i>4.2 Condiciones generales del pliego.....</i>	367
4.2.1 Condiciones generales facultativas.....	367
4.2.1.1 Dirección facultativa.....	367
4.2.1.2 Obligaciones y derechos del contratista.....	369
4.2.1.3 Trabajos, materiales y medios auxiliares.....	371
4.2.1.3.1 Libro de órdenes.....	371
4.2.1.3.2 Replanteo, comienzo de los trabajos y plazo de ejecución.....	372
4.2.1.3.3 Trabajos defectuosos y modificación por causa de mayor fuerza ...	374
4.2.1.3.4 Obras y vicios ocultos.....	376
4.2.1.3.5 Materiales y medios auxiliares.....	377
4.2.1.3.6 Medidas de seguridad.....	378
4.2.1.4 Recepción provisional, plazo de garantía y recepción definitiva....	379
4.2.1.5 Casos no previstos en este pliego.....	381
4.2.2 Condiciones generales económicas.....	381
4.2.2.1 Base fundamental.....	381
4.2.2.2 Garantías de cumplimiento y finanzas.....	382
4.2.2.3 Penalizaciones.....	383
4.2.2.4 Precios y revisiones.....	384
4.2.2.5 Medición, valoración y abono de las unidades de obra.....	387
4.2.2.5.1 Generalidades.....	387
4.2.2.5.2 Composición de precios.....	388
4.2.2.5.3 Relaciones valoradas y certificaciones.....	391
4.2.2.5.4 Formas de abono de las obras.....	394
4.2.2.5.5 Liquidaciones.....	396
4.2.2.5.6 Pagos.....	397
4.2.2.5.7 Indemnización de daños causados por fuerza mayor.....	398
4.2.3 Condiciones generales legales.....	399
4.2.3.1 Arbitrio y jurisdicción.....	399
4.2.3.2 Responsabilidades legales del contratista.....	400
4.2.3.3 Subcontratas.....	404

4.2.3.4 Pago de arbitrios.....	404
4.2.3.5 Causas de rescisión del contrato.....	405
4.3 Pliego de condiciones técnicas particulares.....	407
4.3.1 Generalidades.....	407
4.3.1.1 Medición y valoración de las unidades de obra.....	407
4.3.1.2 Condiciones generales de seguridad e higiene en el trabajo.....	408
4.3.2 Comienzo de las obras.....	408
4.3.2.1 Replanteo.....	408
4.3.2.2 Limpieza del terreno.....	409
4.3.3 Movimiento de tierras.....	409
4.3.3.1 Excavaciones.....	409
4.3.3.1.1 Medición y valoración de las excavaciones.....	410
4.3.3.2 Vaciado de tierras.....	411
4.3.3.3 Rellenos.....	413
4.3.4 Cimentaciones.....	413
4.3.4.1 Hormigones.....	413
4.3.4.1.1 Medición y valoración del hormigón.....	414
4.3.4.1.2 Fabricación y puesta en obra del hormigón.....	415
4.3.4.1.3 Cimentaciones.....	419
4.3.4.2 Armaduras.....	421
4.3.4.2.1 Protección de las armaduras.....	422
4.3.5 Transporte y montaje estructura prefabricada.....	422
4.4 Pliego condiciones seguridad/salud particular.....	423
4.4.1 Objeto del presente pliego.....	423
4.4.2 Condiciones técnicas.....	423
4.4.2.1 Vigilante de seguridad e higiene.....	423
4.4.2.2 Condiciones de los medios de protección.....	424
4.4.2.3 Tareas del contratista.....	425
4.4.3 Condiciones facultativas.....	425
4.4.3.1 Identificación de la obra.....	425
4.4.3.2 Identificación del redactor del plan de seguridad y salud.....	426
4.4.3.3 Normativa legal de aplicación.....	426
4.4.3.4 Obligaciones de las partes implicadas.....	426

4.4.3.5 Servicio de prevención (Artículo 30 y 31 Ley 31/95).....	428
4.4.3.6 Parte de accidentes y deficiencias.....	430
4.4.3.7 Seguro de responsabilidad civil y todo riesgo.....	431
4.4.3.8 Formación e información de los trabajadores.....	431
4.4.4 Condiciones económicas.....	432
4.5 Transporte y montaje piezas prefabricadas.....	433
4.5.1 Orden de carga y transporte a obra.....	433
4.5.2 Tareas previas al inicio del montaje.....	436
4.5.3 Descarga/acopio piezas en obra (elección de grúa).....	438
4.5.4 Montaje de pilares.....	440
4.5.4.1 Herramientas necesarias.....	440
4.5.4.2 Descarga de los pilares.....	441
4.5.4.3 Inicio del montaje de los pilares.....	442
4.5.5 Montaje estructura cubierta.....	444
4.5.5.1 Elementos estructurales de cubierta y herramientas necesarias.....	444
4.5.5.2 Inicio del montaje de la cubierta.....	446
4.5.5.3 Pasos en el montaje de las jácenas de cubierta.....	446
4.5.5.4 Pasos en el montaje de las correas.....	450
4.5.5.5 Colocación del resto de piezas de cubierta.....	451
4.5.6 Montaje piezas de forjado.....	451
4.5.7 Montaje cerramiento exterior.....	452
4.5.7.1 Piezas de fachada y herramientas necesarias.....	452
4.5.7.2 Inicio del montaje del cerramiento.....	453
4.5.7.3 Pasos en el montaje de las paredes exteriores.....	454
4.5.7.3.1 Montaje de paredes verticales.....	454
4.5.7.3.2 Montaje de paredes horizontales.....	457
4.5.7.4 Montaje de los premarcos metálicos.....	460
4.5.8 Finalización montaje.....	460
4.5.8.1 Reparaciones de la estructura.....	461
4.5.8.2 Sellado.....	461
4.5.8.3 Montaje de la cubierta y realización del pavimento industrial.....	461

4.1 DEFINICIÓN Y ALCANCE DEL PLIEGO

Artículo 1º.- Interpretación del presente pliego.

El presente pliego tiende a unificar criterios y establecer normas definidas en las obras que se realizarán en el presente proyecto. Se establecerán los criterios que se han de aplicar en la ejecución de las obras; también se deben fijar las características y ensayos de los materiales a emplear, las normas que se han de seguir en la ejecución de las distintas unidades de obra, las pruebas previstas para la recepción, las formas de medida y abono de las obras y el plazo de garantía.

Artículo 2º.- Objeto del pliego.

El pliego incluirá las prescripciones técnicas que han de regir en la ejecución de las obras de nuestro proyecto, así como las condiciones facultativas, económicas y legales. Serán objeto de estudio todas las obras incluidas en el presupuesto, abarcando todos los oficios y materiales que se emplearán en ella. El contratista encargado de la realización de las obras estará obligado a seguir estrictamente todo lo especificado en el pliego.

Artículo 3º.- Documentos que definen la obra.

Serán cuatro los documentos que definirán la obra: Memoria, Planos, Pliego de Condiciones y Presupuesto. En la Memoria se describirán con detalles las obras e instalaciones. En los Planos se definirá la situación de la zona industrial, estructura y detalles constructivos, y se podrán observar las fichas de fabricación de las piezas. En el Pliego de Condiciones se hará una descripción de las obras o extracto de la Memoria Descriptiva. En el Presupuesto se definirán, especificando su número, las unidades de obra completas.

Artículo 4º.- Alcance de la documentación.

Los diversos anexos y documentos del presente proyecto se complementan mutuamente. En consecuencia, una obra que venga indicada en los planos y presupuesto y que no venga indicada en los otros documentos, debe ser ejecutada por el contratista sin indemnización alguna por parte del propietario. Lo mismo se entiende para todos los

trabajos accesorios no indicados en planos y documentos, pero generalmente admitidos como necesarios al complemento normal de ejecución de una obra de calidad irreprochable.

Artículo 5º.- Descripción general de las obras.

Las obras correspondientes a la edificación de las naves industriales son:

1. Estudio geotécnico del terreno.
2. Limpieza y desbroce del terreno.
3. Excavación de zanjas y pozos.
4. Cimentaciones.
5. Soleras.
6. Estructura prefabricada de hormigón.

En la realización de todas las obras se tendrán en cuenta toda la información dada en todos los documentos del proyecto. Las obras a realizar comprenden los trabajos de excavaciones, destierre y explanación del solar hasta la cota de edificación; construcción de cimientos, pilares, pórticos, cerramientos, pavimentos, en general la edificación de la estructura de la nave industrial al completo; y todo tipo de obras propias de la ejecución de este proyecto, en el que encontraremos en caso de duda toda la información necesaria en los documentos del proyecto, principalmente en los Planos.

Artículo 6º.- Compatibilidad y prelación entre dichos documentos.

Los cuatro documentos que definen este proyecto son compatibles entre sí y además se complementan unos a otros. Se ha de procurar que sólo con la ayuda de los Planos y del Pliego de Condiciones se pueda ejecutar totalmente el proyecto. En cuanto al orden de prioridad dependerá del aspecto que se considere. Si se mira desde un punto de vista técnico - teórico, el documento más importante es la Memoria y en especial los cálculos, seguido de los Planos. Si se mira desde el punto de vista jurídico-legal, será el Pliego de Condiciones el documento más importante.

Artículo 7º.- Disposiciones a tener en cuenta.

El Adjudicatario deberá atenerse en la adjudicación de la obra a las condiciones especiales dadas en los documentos que a continuación se expresan, respecto a condiciones de los materiales y forma de ejecutar los trabajos y ensayos a que deben ser sometidos:

Estructuras de hormigón (cimentaciones), fábricas, solados...:

1. El código técnico de la edificación CTE, con el conjunto de documentos básicos aplicables en una estructura de hormigón.
2. Normas Tecnológicas de la Edificación (NTE).
3. Instrucción EHE-08: “Instrucción de Hormigón Estructural”.
4. Norma de Construcción Sismorresistente: NCSR-02.
5. Norma EN 1168:2005 del Eurocódigo

Seguridad y Salud:

1. Ley de 31/1995, de 8 de Noviembre de prevención de riesgos laborales.
2. Real Decreto 1627/1997, de 24 de Octubre, por el que se establecen disposiciones mínimas de seguridad y salud en las obras de construcción.
3. Reglamento de Seguridad contra incendios en establecimientos industriales según real decreto 2267/2004, de 3 de Diciembre.
4. El código técnico de la edificación CTE, con el conjunto de documentos básicos aplicables en lo que a seguridad se refiere.

Otros:

1. Reglamento general de contratación, según decreto 3410/75 del 25 de noviembre.
2. Plan General de Ordenación Urbanística de Vilamallà (POUM) del octubre de 2008.
3. Reglamento general de vehículos, según decreto 2822/1998, de 23 de diciembre.
4. Código de accesibilidad de Cataluña, según decreto 135/1995.

4.2 CONDICIONES GENERALES DEL PLIEGO

En este capítulo se regulará el desarrollo general de las obras desde el punto de vista facultativo, económico y legal.

4.2.1 CONDICIONES GENERALES FACULTATIVAS.

4.2.1.1 Dirección facultativa.

Artículo 1º.- Dirección Facultativa.

La Dirección Facultativa de las obras e instalaciones recaerá en el Ingeniero que suscribe, salvo posterior acuerdo con la Propiedad.

Artículo 2º.- Facultades de la Dirección Facultativa.

Además de las facultades particulares que corresponden a la Dirección Facultativa, expresadas en los artículos siguientes, es misión específica suya la dirección y vigilancia de los trabajos que se realicen, con autoridad técnica legal, completa e indiscutible sobre las personas y cosas situadas en obra y con relación con los trabajos que para la ejecución del contrato se lleven a cabo pudiendo incluso con causa justificada, recusar en nombre de la propiedad al Contratista, si considera que al adoptar esta solución es útil y necesaria para la debida marcha de la obra.

Con este fin el Contratista se obliga a designar sus representantes de obra, los cuales atenderán en todas las observaciones e indicaciones de la Dirección Facultativa, asimismo el Contratista se obliga a facilitar a la Dirección Facultativa la inspección y vigilancia de todos los trabajos y a proporcionar la información necesaria sobre el incumplimiento de las condiciones de la contrata y el ritmo de realización de los trabajos, tal como está previsto en el plan de obra.

A todos estos efectos el Adjudicatario estará obligado a tener en la obra durante la ejecución de los trabajos el personal técnico, los capataces y encargados necesarios que a juicio de la Dirección Facultativa sean necesarios para la debida conducción y vigilancia de las obras e instalaciones.

Artículo 3º.- Responsabilidades de la Dirección Facultativa en el retraso de la obra.

El Contratista no podrá excusarse de no haber cumplimentado los plazos de obra estipulados, alegando como causa la carencia de planos y órdenes de la Dirección Facultativa, a excepción del caso en que la Contrata, en uso de las facultades que en este artículo se le conceda los haya solicitado por escrito a la Dirección Facultativa y éste no los haya entregado. En este único caso, el Contratista quedará facultado para recurrir entre los amigables componedores previamente designados, los cuales decidirán sobre la procedencia o no del requerimiento; en caso afirmativo, la Dirección Facultativa será la responsable del retraso sufrido, pero únicamente en las unidades de obra afectadas por el requerimiento del Contratista y las subsiguientes que con ellas estuviesen relacionadas.

Artículo 4º.- Cambio del Director de Obra.

Desde que se de inicio a las obras, hasta su recepción provisional, el Contratista designará un jefe de obra como representante suyo autorizado, que cuidará que los trabajos sean llevados con diligencia y competencia. Este jefe estará expresamente autorizado por el Contratista para percibir notificaciones de las órdenes de servicios y de las instrucciones escritas o verbales emitidas por la Dirección Facultativa y para asegurar que dichas órdenes se ejecuten. Así mismo estará expresamente autorizados para firmar y aceptar las mediciones realizadas por la Dirección Facultativa.

Cualquier cambio que el Contratista desee efectuar respecto a su representante y personal cualificado y en especial del jefe de obra deberá comunicarlo a la Dirección Facultativa, no pudiendo producir el relevo hasta la aceptación de la Dirección Facultativa de las personas designadas.

Cuando se falte a lo anteriormente prescrito, se considerarán válidas las notificaciones que se efectúen al individuo más caracterizado o de mayor categoría técnica de los empleados y empresarios de las obras, y en ausencia de todos ellos, las depositadas en la residencia designada como oficial del Contratista en el contrato de adjudicación, aún en ausencia o negativa del recibo por parte de los dependientes de la Contrata.

4.2.1.2 Obligaciones y derechos del contratista.

Artículo 5º.- Obligaciones y derechos del Contratista.

El Director de Obra podrá exigir al Contratista la necesidad de someter a control todos los materiales que se han de colocar en las obras, sin que este control previo sea una recepción definitiva de los materiales. Igualmente tiene el derecho a exigir cuantos catálogos certificados, muestras y ensayos que estime oportunos para asegurarse de la calidad de los materiales.

Una vez adjudicados la obra definitiva y antes de su instalación, el Contratista presentará al técnico encargado, los catálogos, muestra, etc., que se relacionen en este pliego, según los distintos materiales. No se podrán emplear materiales sin que previamente hayan sido aceptados por la Dirección de Obra. Si el fabricante no reúne la suficiente garantía a juicio del Director de Obra, antes de instalarse comprobará sus características en un laboratorio oficial, en el que se realizarán las pruebas necesarias.

El control previo no constituye su recepción definitiva pudiéndose ser rechazados por la Dirección de la Obra aún después de colocados si no cumplen con las condiciones exigibles en el presente Pliego de Condiciones debiendo ser reemplazados por otros que cumplen con las calidades exigibles y a cargo de la Contrata.

Artículo 6º.- Remisión de solicitud de ofertas.

Por la Dirección facultativa se solicitarán ofertas a las Empresas especializadas del sector para la realización de las instalaciones especificadas en el presente proyecto, para lo cual se pondrá a disposición de los ofertantes un ejemplar del citado proyecto o un extracto con los datos suficientes. En caso de que el ofertante lo estime de interés deberá presentar además de la mencionada, la o las soluciones que recomiende para resolver la instalación. El plazo máximo fijado para la recepción de las ofertas será de un mes.

Artículo 7º.- Presencia del Contratista en la obra.

El Contratista, por si o por medio de sus representantes o encargados estará en la obra durante la jornada legal de trabajo y acompañará a la Dirección Facultativa en las visitas que hará en la obra durante la jornada laboral.

Por si, o por medio de sus representantes, asistirá a las reuniones de obra que se convoquen, no pudiendo justificar por motivo de ausencia ninguna reclamación a las órdenes cruzadas por la Dirección Facultativa en el transcurso de las reuniones.

Artículo 8º.- Oficina de obra.

El Contratista habilitará una oficina de obra en la que existirá una mesa o tablero adecuado para extender y consultar sobre él los planos. En dicha oficina tendrá siempre el Contratista una copia autorizada de todos los documentos del proyecto que le hayan sido facilitados por la Dirección facultativa y el libro de órdenes.

Artículo 9º.- Residencia del Contratista.

Desde que se dé comienzo a las obras hasta su recepción definitiva, el Contratista o un representante suyo autorizado deberá residir en un punto próximo al de ejecución de los trabajos y no podrá ausentarse de él sin previo conocimiento de la Dirección facultativa y notificándole expresamente la persona que, durante su ausencia, le ha de representar en todas sus funciones. Cuando se falte a lo anteriormente prescrito se considerarán válidas las notificaciones que se efectúen al individuo más caracterizado o de mayor categoría técnica de los empleados u operarios de cualquier ramo que, como dependientes de la Contrata, intervengan en las obras y, en ausencia de ellos, las depositadas en la residencia designada como oficial, de la Contrata en los documentos del proyecto, aún en ausencia o negativa por parte de los dependientes de la Contrata.

Artículo 10.- Recusación por el Contratista del personal nombrado por Dirección facultativa.

El Contratista no podrá recusar al personal técnico de cualquier índole, dependiente de la Dirección facultativa o de la propiedad, encargado de la vigilancia de las obras, ni pedir por parte de la propiedad se designen otros facultativos para los reconocimientos y

mediciones. Cuando se crea perjudicado con los resultados de éstos, procederá de acuerdo con lo estipulado en el artículo 12, pero que sin por esta causa pueda interrumpirse la marcha de los trabajos.

4.2.1.3 Trabajos, materiales y medios auxiliares.

4.2.1.3.1 Libro de órdenes.

Artículo 11º.- Libro de órdenes.

El Contratista tendrá siempre en la oficina de la obra y a su disposición de la Dirección Facultativa un libro de órdenes con sus hojas foliadas por duplicado y visado por el colegio profesional correspondiente. En el libro se redactarán todas las órdenes que la Dirección Facultativa crea oportuno dar al Contratista para que adopte las medidas de todo género que puedan sufrir los obreros.

Cada orden deberá ser firmada por la Dirección Facultativa y por el Contratista o por su representante en obra, la copia de cada orden quedará en poder de la Dirección Facultativa.

El hecho de que en el libro no figuren redactadas las órdenes que ya preceptivamente tienen la obligación de cumplimentar el Contratista de acuerdo con lo establecido en las normas oficiales, no supone atenuante alguno para las responsabilidades que sean inherentes al Contratista, no podrá tener en cuenta ningún acontecimiento o documento que no haya quedado mencionado en su momento oportuno en el libro de órdenes.

Artículo 12º.- Reclamaciones contra la Dirección Facultativa.

Las reclamaciones que el Contratista quiera hacer contra las órdenes de la Dirección Facultativa sólo podrá presentarlas a través de la misma ante la Propiedad, si ellas son de orden económico y de acuerdo con condiciones estipuladas en los Pliegos de Condiciones correspondientes; contra disposiciones de orden técnico o facultativo de la Dirección Técnica, no se admitirá reclamación alguna, pudiendo el Contratista salvar sus responsabilidades, si lo estima oportuno, mediante exposición razonada dirigida a la

Dirección Facultativa el cuál podrá limitar su contestación al acuse de recibo, que en todo caso será obligatorio para este tipo de reclamaciones.

Artículo 13º.- Despidos por insubordinación, incapacidad y mala fe.

Por falta de respeto y obediencia a la Dirección Facultativa o al personal encargado de la vigilancia de las obras, por manifiesta incapacidad, o por actos que comprometan o perturben la marcha de los trabajos, el contratista tendrá obligación de despedir a sus dependientes y operarios a requerimiento de la Dirección Facultativa.

4.2.1.3.2 Replanteo, comienzo de los trabajos y plazo de ejecución.

Artículo 14º.- Orden de los trabajos.

El Director de Obra fijará en el orden que hayan de seguirse en la realización de las distintas partes que componen este Proyecto, así como las normas a seguir en todo lo no regulado en el presente Proyecto.

En general, la determinación del orden de los trabajos será facultad potestativa de la Contrata, salvo aquellos casos en que, por cualquier circunstancia de orden técnico o facultativo, estime conveniente su variación la Dirección.

Estas órdenes deberán comunicarse precisamente por escrito a la Contrata y ésta estará obligada a su estricto cumplimiento, siendo directamente responsable de cualquier daño o perjuicio que pudiera sobrevenir por su incumplimiento.

Artículo 15º.- Replanteo.

Antes de dar comienzo las obras, la Dirección Facultativa auxiliada del personal subalterno necesario y en presencia del Contratista o de su representante, procederá al replanteo general de la obra. Una vez finalizado el mismo, se levantará acta de comprobación del replanteo.

Los replanteos de detalle se llevarán a cabo de acuerdo con las instrucciones y órdenes de la Dirección Facultativa, quien realizará las comprobaciones necesarias en presencia del Contratista o de su representante. El Contratista se hará cargo de las

estacas, señales y referencias que se dejen en el terreno como consecuencia del replanteo.

El Contratista está obligado a satisfacer los gastos de replanteo, tanto en general como parciales, y sucesivas comprobaciones. Asimismo, serán de cuenta del contratista los que originen el alquiler o adquisición de los terrenos para depósitos de maquinaria y materiales, los de protección de materiales y obra contra todo deterioro, daño e incendio, cumpliéndose los requisitos vigentes para almacenamiento de carburantes desde los puntos de vista de seguridad y accidentes, los de limpieza y evacuación de los desperdicios, basura, escombros, etc., los motivados por desagües y señalización y demás recursos.

También serán de cuenta del Contratista los gastos totales de Dirección Facultativa y desplazamiento de personal y material para la inspección y vigilancia, recepción y liquidación.

Artículo 16º.- Comienzo de las obras.

El contratista deberá dar comienzo a las obras en el plazo marcado en el Contrato de adjudicación de la obra desarrollándose en las formas necesarias para que dentro de los periodos parciales en aquel reseñados, queden ejecutadas las obras correspondientes y que, en consecuencia la ejecución total se lleve a cabo dentro del plazo exigido por el Contrato.

Obligatoriamente y por escrito, deberá el Contratista dar cuenta a la Dirección Facultativa del comienzo de los trabajos, antes de transcurrir veinticuatro horas de su iniciación. Previamente se habrá suscrito el acta de replanteo en las condiciones establecidas en el artículo 15.

Artículo 17º.- Plazo de ejecución.

Los plazos de ejecución totales y parciales, indicados en el contrato, se empezarán a contar a partir de la fecha de replanteo, que no exceda de 7 días a partir de la fecha de la

contrata, y deberán quedar terminadas en el plazo improrrogable de 12 meses, contados a partir de la fecha del acta de replanteo.

El Contratista estará obligado a cumplir con los plazos que se señalen en el contrato para la ejecución de las obras y que serán improrrogables. No obstante además de lo anteriormente indicado, los plazos podrán ser objeto de modificaciones cuando así resulte por cambios determinados por el Director de Obra debidos a exigencias de la realización de las obras y siempre que tales cambios influyan realmente en los plazos señalados en el Contrato.

Si por cualquier causa ajena por completo al Contratista, no fuera posible empezar los trabajos en la fecha prevista o tuvieran que ser suspendidos una vez empezados, se concederá por el Director Obra la prórroga estrictamente necesaria.

Artículo 18º.- Condiciones generales de ejecución de los trabajos.

Todos los trabajos se ejecutarán con estricta sujeción al Proyecto que haya servido de base a la Contrata a las modificaciones del mismo que, previamente hayan sido aprobadas y a las órdenes e instrucciones que bajo su responsabilidad y por escrito entregue la Dirección Facultativa al Contratista siempre que éstas encajen dentro de la cifra a que ascienden los presupuestos aprobados.

4.2.1.3.3 Trabajos defectuosos y modificación por causa de fuerza mayor.

Artículo 19º.- Trabajos defectuosos.

El Contratista debe emplear los materiales que cumplan con las condiciones exigidas en las condiciones generales de índole técnico del Pliego de Condiciones en la edificación y realizará todos y cada uno de los trabajos contratados de acuerdo con lo especificado también en dicho documento.

Por ello, y hasta que tenga lugar la recepción definitiva de la obra, el Contratista es el único responsable de la ejecución de los trabajos que ha contratado y de las faltas y defectos que en estos puedan existir, por su mala ejecución o por la deficiente calidad de los materiales empleados o aparatos colocados, sin que pueda servirle la excusa ni le

otorgue derecho alguno, la circunstancia de que la Dirección Facultativa o sus subalternos no le hayan llamado la atención sobre el particular, ni tampoco el hecho de que hayan sido valorados en las certificaciones parciales de la obra que siempre se supone que se extienden y abonan a buena cuenta.

Como consecuencia de lo anteriormente expresado, cuando la Dirección Facultativa o su representante en la obra advierta vicios o defectos en los trabajos ejecutados, o que los materiales empleados o los aparatos colocados no reúnan las condiciones preceptuadas, ya sea en el curso de la ejecución de los trabajos o finalizados estos, y antes de verificarse la recepción definitiva de la obra, podrá disponer que las partes defectuosas sean demolidas y reconstruidas de acuerdo con lo contratado y todo ello a expensas de la Contrata.

Si ésta no estimase justa la resolución y se negase a la demolición y reconstrucción ordenadas, se procederá con lo establecido en el artículo 22.

Artículo 20º.- Aclaraciones y modificaciones de los documentos del Proyecto.

Cuando se trata de aclarar, interpretar o modificar preceptos de los Pliegos de Condiciones, las órdenes e instrucciones de los planos, las órdenes e instrucciones correspondientes se comunicarán por escrito al Contratista, estando éste obligado a su vez a devolver, ya los originales, ya las copias, suscribiendo con su firma al enterado, que figura así mismo en todas las órdenes, avisos o instrucciones que reciba tanto de la Propiedad como de la Dirección Técnica.

Cualquier reclamación que en contra de las disposiciones tomadas por estos crea oportuno no hacer el Contratista, habrá de dirigirla, dentro del plazo de 15 días a la Dirección Facultativa, la cual dará al Contratista el correspondiente recibo si éste lo solicitase.

Artículo 21º.- Ampliación del Proyecto por causas imprevistas de fuerza mayor.

Si por causa de fuerza mayor o independencia de la voluntad del Contratista y siempre que esta causa sea distinta de las que se especifiquen como la rescisión en el

capítulo de condiciones generales de índole legal, aquel no pudiese comenzar las obras, o tuviese que suspenderlas, o no le fuera posible terminirlas en los plazos prefijados se le otorgará una prórroga proporcionada para el cumplimiento de la Contrata, previo informe de la Dirección Facultativa.

Para ello, el Contratista expondrá por escrito dirigido a la Dirección Facultativa, la causa que impide la ejecución o la marcha de los trabajos y el retraso de que por ello se originaría en los plazos acordados razonando la prórroga que por dicha causa se solicita.

4.2.1.3.4 Obras y vicios ocultos.

Artículo 22º.- Obras ocultas.

De todos los trabajos donde haya unidades de obra que tienen que quedar ocultos a la terminación del edificio, se levantarán los planos precisos e indispensables para que queden perfectamente definidos; estos documentos se extenderán por triplicado entregados; uno al Propietario, otro a la Dirección Facultativa y el tercero al Contratista, firmados todos ellos por estos dos últimos.

Dichos planos, que deberán ir acotados, se considerarán documentos indispensables e irrecusables para efectuar las mediciones.

Artículo 23º.- Vicios ocultos.

Si la Dirección Facultativa tuviese fundadas razones para creer la existencia de vicios ocultos de construcciones en las obras ejecutadas, ordenará efectuar en cualquier tiempo y antes de la recepción definitiva, las demoliciones que crea necesarias para reconocer los trabajos que supone defectuosos. Los gastos de demoliciones y reconstrucción que se ocasiona serán de cuenta del Contratista, siempre que los vicios existan realmente y en caso contrario correrán a cargo del Propietario.

4.2.1.3.5 Materiales y medios auxiliares.

Artículo 24º.- Características de los materiales, de los aparatos y su procedencia.

El Contratista tiene libertad de proveerse de los materiales y aparatos de todas las clases en los puntos que le parezcan convenientes, siempre que reúnan las condiciones exigidas en el Contrato, que están perfectamente preparados para el objeto a que se apliquen y sea, a lo preceptuado en el Pliego de Condiciones y a las condiciones y a las instrucciones de la Dirección Facultativa.

Artículo 25º.- Empleo de los materiales y aparatos.

No se procederá al empleo y colocación de los materiales y aparatos que no fuesen de la calidad requerida, sin que antes sean examinados y aceptados por la Dirección Facultativa, en los términos que prescriben los Pliegos, depositando al efecto el Contratista las muestras y modelos necesarios previamente contrastados, para efectuar en ellos las comprobaciones, ensayos o pruebas preceptuadas en el Pliego de Condiciones vigente en la obra. Los gastos que ocasionen los ensayos, análisis, pruebas, etc. antes indicadas serán a cargo del Contratista.

Artículo 26º.- Materiales no utilizables.

El Contratista, a su costa transportará y colocará agrupándolos ordenadamente en el sitio de la obra en el que por no causar perjuicios a la marcha de los trabajos se le designe, los materiales procedentes de las excavaciones, derribos, etc. que no serán utilizables en la obra. Se retirarán de ésta o se llevarán al vertedero cuando así estuviese establecido en el Pliego de Condiciones Particulares vigente en la obra.

Si no se hubiese preceptuado nada sobre el particular se retirarán de ella cuando así lo ordene la Dirección Facultativa, pero acordando previamente con el Contratista la justa tasación de dichos materiales y los gastos de sus transportes.

Artículo 27º.- Materiales y aparatos defectuosos.

Cuando los materiales no fuesen de la calidad requerida o no estuviesen preparados, la Dirección Facultativa dará orden al Contratista para que los reemplace por otros que

se ajusten a las condiciones requeridas por los pliegos de condiciones, o a falta de estas a las órdenes de la Dirección Facultativa.

La Dirección Facultativa podrá permitir el empleo de aquellos materiales defectuosos que mejor le parezcan o aceptar el empleo de otros de calidad superior a la indicada en los pliegos; si no le fuese posible al Contratista suministrarlos en el modo requerido por ellos, se descontará en el primer caso la diferencia de precio del material requerido al defectuoso empleado y no teniendo derecho el Contratista a indemnización alguna en el segundo.

Artículo 28º.- Medios auxiliares.

Serán de cuenta y riesgo del Contratista los andamiajes, máquinas y demás medios auxiliares que para la debida marcha y ejecución de los trabajos se necesitan, al Propietario responsabilidad alguna por cualquier avería o accidente personal que pueda ocurrir en las obras por insuficiencia de dichos medios auxiliares. Todos estos, siempre que no se haya estipulado lo Contrario en las condiciones particulares de la obra quedarán a beneficio del Contratista, sin que este pueda fundar reclamación alguna en la insuficiencia de dichos medios, cuando estos estén detallados en el presupuesto y consignados por partidaalzada o incluidos en los precios de las unidades de obra.

En caso de rescisión por incumplimiento del Contrato por parte del Contratista, los medios auxiliares del Constructor podrán ser utilizados libre y gratuitamente por la Administración, para la terminación de las obras.

En cualquier caso, todos estos medios auxiliares quedarán en propiedad del Contratista una vez terminadas las obras, pero ningún derecho tendrá a reclamación alguna por parte de los desperfectos a que su uso haya dado lugar.

4.2.1.3.6 Medidas de seguridad.

Artículo 29º.- Medidas de seguridad.

El Contratista deberá atenerse a las disposiciones vigentes sobre la seguridad e higiene en el trabajo, tanto en lo que se refiere al personal de la obra como a terceros.

Como elemento primordial de seguridad se prescribirá el establecimiento de señalización necesaria tanto durante el desarrollo de las obras, como durante su explotación, haciendo referencia bien a peligros existentes o a las limitaciones de las estructuras.

Se utilizarán, cuando existan, las correspondientes señales establecidas por el Ministerio competente, y en su defecto por departamentos nacionales u organismos internacionales.

4.2.1.4 Recepción provisional, plazo de garantía y recepción definitiva.

Tanto en la recepción provisional, como definitiva, se observará lo regulado en el artículo 169 y siguientes del Reglamento de Contratación y en el Pliego de Cláusulas Administrativas Generales.

Artículo 30º.- Recepción provisional.

Terminado el plazo de ejecución de las obras y puesta en servicio, se procederá a la recepción provisional de las mismas estando presente la comisión que designe el Contratista y el Director de Obra. Se realizarán todas las pruebas que el Director de Obra estime oportunas para el cumplimiento de todo lo especificado en este pliego y buena ejecución y calidad de las mismas, siendo inapelable el fallo que dicho Director, a la vista del resultado de las mismas, de donde sobre la validez o invalidez de las obras ejecutadas.

Si las obras se encuentran en buen estado y han sido ejecutadas con arreglo a las condiciones establecidas, se darán por recibidas provisionalmente comenzando a correr en dicha fecha el plazo de garantía señalado en el presente pliego y procediéndose en el plazo más breve posible a su medición general y definitiva, con asistencia del Contratista o su representante.

Cuando las obras no se encuentren en estado de ser recibidas, se hará constar en el acta especificando las premisas que el Director de Obra debe señalar al Contratista para remediar los defectos observados, fijando un plazo para ello.

Artículo 31º.- Conservación de los trabajos recibidos provisionalmente.

Si el Contratista, siendo su obligación, no atiende a la conservación de la obra durante el plazo de garantía, en el caso de que el edificio no haya sido ocupado por el propietario, procederá a disponer todo lo que se precise para que se atienda a la guardería, limpieza y todo lo que fuese menester para su buena conservación, abonándose todo ello por cuenta de la Contrata.

Al abandonar el Contratista el edificio, tanto por buena terminación de las obras, como en el caso de rescisión de contrato, está obligado a dejarlo desocupado y limpio en el plazo que la Dirección Facultativa fije.

Después de la recepción provisional del edificio y en el caso de que la conservación del mismo corra a cargo del Contratista, no deberá haber en él más herramientas, útiles, materiales, muebles, etc., que los indispensables para su guardería y limpieza y para los trabajos que fuere preciso realizar.

En todo caso, ocupado o no el edificio, está obligado el Contratista a revisar y repasar la obra durante el plazo expresado, procediendo en la forma prevista en el presente Pliego de Condiciones Económicas.

El Contratista se obliga a destinar a su costa a un vigilante de las obras que prestará su servicio de acuerdo con las órdenes recibidas de la Dirección Facultativa.

Artículo 32º.- Plazo de garantía.

El plazo de garantía será de un año a contar desde la fecha de su recepción provisional. Durante el periodo de garantía todas las reparaciones derivadas de mala construcción imputables al contratista serán abonadas por este.

Si el Director de Obra tuviera fundadas razones para creer en la existencia de vicios de construcción en las obras ejecutadas, ordenará efectuar antes de la recepción definitiva las demoliciones que crea necesarias para reconocer los trabajos. Los gastos derivados en dichas demoliciones correrán a cargo del Contratista, siempre que existan tales vicios, en caso contrario correrán a cargo de la Propiedad.

Artículo 33º.- Recepción definitiva.

Pasado el plazo de garantía, si las obras se encuentran en perfecto estado de uso y conservación, de acuerdo al presente pliego, se darán por recibidas definitivamente.

Una vez recibidas definitivamente se procederá de inmediato a su liquidación y resolución de la fianza de la que se detraerán las sanciones o cargas que procedan conforme a lo estipulado en el presente pliego.

En caso de que las obras no se encuentren en estado para la recepción definitiva, se procederá de igual forma que para la recepción provisional sin que el Contratista tenga derecho a percibir cantidad alguna en concepto de ampliación del plazo de garantía.

4.2.1.5 Casos no previstos en este pliego.

El Director de Obra dará las normas a seguir en todo aquello que no quede regulado en este Pliego de Condiciones.

4.2.2 CONDICIONES GENERALES ECONÓMICAS.

4.2.2.1 Base fundamental.

Artículo 34º.- Alcance.

Comprenderán las que afecten al coste y pago de las obras contratadas, al plazo y forma de las entregas, a las fianzas y garantías para el cumplimiento del Contrato establecido, a los casos que proceden las mutuas indemnizaciones y todas las que se relacionen con la obligación contraída por el Propietario a satisfacer el importe y la remuneración del trabajo contratado, una vez ejecutadas, parcial o totalmente por el Contratista, y de acuerdo con las condiciones convenidas, las que le fueran adjudicadas.

Artículo 35º.- Base fundamental.

La base fundamental de estas condiciones es la de que el Contratista debe percibir el importe de todos los trabajos ejecutados, siempre que estos se hayan realizado con arreglo y sujeción al Proyecto y condiciones generales y particulares que rijan la construcción contratada.

4.2.2.2 Garantías de cumplimiento y fianzas.

Artículo 36º.- Garantías.

El Ingeniero Director podrá exigir al Contratista la presentación de referencias bancarias o de otras entidades o personas, al objeto de cerciorarse de si éste reúne todas las condiciones requeridas para el exacto cumplimiento del contrato; dichas referencias, si le son pedidas, las presentará el Contratista antes de la firma del Contrato.

Artículo 37º.- Fianzas.

Si la obra se adjudica por subasta, el deposito para tomar parte de ella se especificará en el anuncio de la misma y su cuantía será de un 3% como mínimo del total del presupuesto de la contrata.

La persona o entidad a quien se haya adjudicado la ejecución de la obra, deberá depositar en el punto y plazo marcados en el anuncio de la subasta la fianza definitiva de estas y en su defecto, su importe será del 10% de la cantidad por la que se otorgue la adjudicación de la obra.

La fianza que se exigirá al Contratista se convendrá entre el Ingeniero y el Contratista, entre una de las siguientes:

1. Depósito de valores públicos del Estado por un importe del 10% del presupuesto de la obra contratada.
2. Depósito en metálico de la misma cuantía indicada en el anterior apartado.
3. Depósito previo en metálico de la misma cuantía del 10% del presupuesto mediante deducción del 5% efectuadas del importe de cada certificación abonada al Contratista.
4. Descuento del 10% efectuado sobre el importe de cada certificación abonada al Contratista.

Artículo 38º.- Ejecución de los trabajos con cargo a la fianza.

Si el Contratista se negara a hacer por su cuenta los trabajos precisos para ultimar la obra en las condiciones contratadas, el Ingeniero en nombre y representación del Propietario, los ordenará a ejecutar a un tercero, o directamente por Administración abonando su importe con la fianza depositada, sin perjuicio de las acciones legales a que tenga derecho el Propietario en el caso de que el importe de la fianza no baste para abonar el importe de los gastos efectuados en las unidades de obra que no fueran de recibo.

Artículo 39º.- Devolución de la fianza.

La fianza será devuelta al Contratista en el plazo que no exceda de 8 días, una vez firmada el acta de recepción definitiva de la obra, siempre que el Contratista haya acreditado, por medio de la certificación del Alcalde al Distrito Municipal en cuyo término se halle emplazada la obra contratada, y no haya reclamación alguna contra aquel por los daños y perjuicios que sean de su cuenta o por deudas de jornales o materiales, ni por indemnizaciones derivadas de accidentes ocurridos en el trabajo.

4.2.2.3 Penalizaciones.

Artículo 40º.- Importe de indemnización por retraso no justificado.

El importe de la indemnización que debe abonar el Contratista, por causa de retraso no justificada en el plazo de terminación de las obras contratadas, se fijará entre cualquiera de los siguientes:

1. Una cantidad fija durante el tiempo del retraso.
2. El importe de la suma de perjuicios materiales causados por la imposibilidad de ocupación del inmueble, previamente fijados.
3. El abono de un tanto por ciento anual sobre el importe del capital desembolsado a la terminación del plazo fijado y durante el tiempo que dure el retraso.

La cuantía y el procedimiento a seguir para fijar el importe de la indemnización, entre los anteriores especificados, se obtendrán expresamente entre ambas partes

contratantes, antes de la firma del Contrato; a falta de este previo convenio, la cuantía de la indemnización se entiende que será el abono por el Contratista al Propietario de un interés del 4,5% anual, sobre las sumas totales de las cantidades desembolsadas por el Propietario, debidamente justificadas y durante el plazo de retraso de la entrega de las obras, en las condiciones contratadas.

4.2.2.4 Precios y revisiones.

Artículo 41º.- Precios contradictorios.

Si ocurriese algún caso por virtud del cual fuese necesario fijar un nuevo precio, se procederá a estudiarlo y convenirlo contradictoriamente de la siguiente forma:

1. El Contratista formulará por escrito, bajo su firma, el precio que, a su juicio, debe aplicarse a la nueva unidad.
2. La Dirección técnica estudiará el que, según su criterio, debe utilizarse.

Si ambos son coincidentes se formulará por la Dirección técnica el acta de avenencia, igual que si cualquier pequeña diferencia o error fuesen salvados por simple exposición y convicción de una de las partes, quedando así formalizado el precio contradictorio. Si no fuera posible conciliar por simple discusión los resultados, la Dirección Facultativa propondrá a la Propiedad que adopte la resolución que estime conveniente, que podrá ser aprobatoria del precio exigido por el Contratista o, en otro caso, la segregación de la obra o instalación nueva, para ser ejecutada por administración o por otro adjudicatario distinto.

La fijación del precio contradictorio habrá de preceder necesariamente al comienzo de la nueva unidad, puesto que, si por cualquier motivo ya se hubiese comenzado, el Contratista estará obligado a aceptar el que buenamente quiera fijarle la Dirección Facultativa y a concluir a satisfacción de éste.

De los precios así acordados se levantarán actas que firmarán por triplicado el Director de Obra, el Propietario y el Contratista o los representantes autorizados a estos efectos por estos últimos.

Artículo 42º.- Revisión de precios.

Si los vigentes precios de jornales, cargas sociales y materiales, en el momento de firmar el Contrato, experimentan una variación oficial en más o menos de 5%, podrá hacerse una revisión de precios a petición de cualquiera de las partes, que se aplicará a la obra que falte por ejecutar. En caso de urgencia podrá autorizarse la adquisición de materiales a precios superiores, siendo el abono de la diferencia con los contratos.

Contratándose las obras a riesgo y ventura, es natural por ello que en principio no se debe admitir la revisión de los precios contratados. No obstante y dada la variabilidad continua de los precios de los jornales y sus cargas sociales, así como la de los materiales y transportes, que son características de determinadas épocas anormales se admite durante ellas la rescisión de los precios contratados, bien en alza o en baja y en armonía con las oscilaciones de los precios del mercado. El Contratista puede solicitar la revisión en alza del Propietario en cuanto se produzca cualquier alteración de precio que repercuta aumentando los contratados. Ambas partes convendrán el nuevo precio unitario antes de comenzar o de recontinuar la ejecución de la unidad de obra en que intervenga el elemento cuyo precio en el mercado y por causas justificadas haya subido, especificándose y acordándose también previamente la fecha a partir de la cual se tendrá en cuenta y cuando proceda, el acopio de materiales en la obra en el caso que estuviese abonado total o parcialmente por el Propietario.

Si el Propietario o el Ingeniero en su representación no estuviese conforme con los nuevos precios de materiales que el Contratista desea percibir como normales en el mercado, aquel tiene la facultad de proponer al Contratista, en cuyo caso se tendrá en cuenta para la revisión, los precios de los materiales adquiridos por el Contratista merced a la información del Propietario.

Cuando entre los documentos aprobados por ambas partes figurase el relativo a los precios unitarios contratados descompuestos, se seguirá un procedimiento similar al preceptuado en los casos de revisión por alza de precios.

Artículo 43º.- Reclamaciones de aumentos de precios.

Si el Contratista, antes de la firma del contrato no hubiese hecho la reclamación y observación oportuna, no podrá bajo ningún pretexto de error u omisión reclamar aumento de los precios fijados en el cuadro correspondiente del presupuesto que se aprobase para la ejecución de las obras.

Tampoco se le admitirá reclamación de ninguna especie fundada en indicaciones que, sobre las obras, se hagan en la Memoria, por no servir este documento de base a la Contrata. Las equivocaciones materiales o errores aritméticos en las unidades de obra o en su importe, se corregirán en cualquier época que se observen, pero no se tendrán en cuenta a los efectos de la rescisión del contrato, señalados en los documentos relativos a las Condiciones Generales o Particulares de índole Facultativa, sino en el caso de que la Dirección Facultativa o el Contratista los hubieran hecho notar dentro del plazo de cuatro meses contados desde la fecha de la adjudicación. Las equivocaciones materiales no alterarán la baja proporcional hecha en la Contrata, respecto del importe del presupuesto que ha de servir de base a la misma, puesto esta baja se fijará siempre por la relación entre las cifras de dicho presupuesto, antes de las correcciones y la cantidad ofrecida.

Artículo 44º.- Normas para la adquisición de los materiales.

Si al Contratista se le autoriza a gestionar y adquirir los materiales, deberá presentar al Propietario los precios y las muestras de los materiales, necesitando su previa aprobación antes de adquirirlos.

Si los materiales fuesen de inferior calidad a las muestras presentadas y aprobadas, el Contratista adquiere la obligación de rechazarlos hasta que se le entreguen otros de las calidades ofrecidas y aceptadas. A falta del cumplimiento de esta obligación, el Contratista indemnizará al Propietario con el importe de los perjuicios que por su incumplimiento se originen, cuya cuantía la evaluará el Ingeniero Director.

Artículo 45º.- Intervención administrativa del Propietario.

Todos los documentos que deben figurar en las cuentas de administración llevarán la conformidad del representante en los partes de jornales, transportes y materiales, firmando su conformidad en cada uno de ellos.

Artículo 46º.- Mejora de obras.

No se admitirán mejorar las obras, más que en el caso que el Ingeniero haya ordenado por escrito la ejecución de los trabajos nuevos o que mejoren la calidad de los contratados.

Tampoco se admitirán aumentos de obra en las unidades contratadas, salvo el caso de error en las mediciones del Proyecto, a menos que el Ingeniero ordene también por escrito la ampliación de las contratadas.

Será condición indispensable que ambas partes contratadas convengan por escrito los importes totales de las unidades mejoradas, los precios de los nuevos materiales y los aumentos de todas las mejoras.

Artículo 47º.- Unidades de obra no conformes con el Proyecto.

Si el Contratista, por causa justificada a juicio del Ingeniero, propusiera la ejecución de algún trabajo que no esté conforme con las condiciones de la contrata y por causas especiales de excepción la estimase el Ingeniero, éste resolverá dando conocimiento al Propietario y estableciendo contradictoriamente con el Contratista la rebaja del precio.

4.2.2.5 Medición, valoración y abono de las unidades de obra.

4.2.2.5.1 Generalidades.

Artículo 48º.- Medición, valoración y abono de las unidades de obra.

El pago de obras realizadas se hará sobre certificaciones parciales que se practicarán mensualmente. Dichas certificaciones contendrán solamente las unidades de obra totalmente terminadas que se hubieran ejecutado en el plazo a que se refieran.

La relación valorada que figure en las certificaciones, se hará con arreglo a los precios establecidos y con la cubicación, planos y referencias necesarias para su comprobación. La comprobación, aceptación o reparos deberán quedar terminados por ambas partes en un plazo máximo de 15 días.

El Director de Obra expedirá las certificaciones de las obras ejecutadas, que tendrán carácter provisional a buena cuenta, verificables por la liquidación definitiva o por cualquiera de las certificaciones siguientes, no suponiendo por otra parte, aprobación ni recepción de las obras ejecutadas y comprendidas en dichas certificaciones.

Serán de abono al Contratista las obras de fábrica ejecutadas con arreglo a condiciones y con sujeción a los planos del Proyecto o a las modificaciones introducidas por el Director Técnico en el replanteo o durante la ejecución de las obras, que constarán en planos de detalle y órdenes escritas. Se abonarán por su volumen o su superficie real de acuerdo con lo que se especifique en los correspondientes precios unitarios que figuran en el cuadro de precios.

Artículo 49º.- Mediciones parciales y finales.

Las mediciones parciales se verificarán en presencia del Contratista, de lo que se levantará acta por duplicado, que será firmada por ambas partes. La medición final se hará después de terminadas las obras con precisa asistencia del Contratista.

En el acta que se extienda, de haberse verificado la medición en los documentos que le acompañan, deberá aparecer la conformidad del Contratista o de su representación legal. En caso de no haber conformidad, lo expondrá sumariamente y a reserva de ampliar las razones que a ello obliga.

4.2.2.5.2 Composición de precios

Artículo 50º.- Composición de los precios unitarios.

Los precios unitarios se compondrán preceptivamente de la siguiente forma:

1. Mano de obra, por categorías dentro de cada oficio, expresando el número de horas intervenidas por cada operario en la ejecución de cada unidad de obra y los jornales horarios correspondientes.
2. Materiales, expresando la cantidad que en cada unidad de obra se precise de cada uno de ellos y su precio unitario respectivo en origen.
3. Transporte de materiales, desde el punto de origen al pie de trabajo.
4. Tanto por ciento de medios auxiliares y de seguridad.
5. Tanto por ciento de gastos generales.
6. Tanto por ciento de seguros y cargas sociales.
7. Tanto por ciento de beneficio industrial del contratista.

Artículo 51º.- Composición de los precios por ejecución material.

Se entiende por precio de ejecución material el que importe el coste total de la unidad de obra, es decir, el resultante de la suma de las partidas que importan los conceptos "dos" y "seis", ambos inclusive, del artículo precedente, es decir, será igual a la suma de los cinco primeros conceptos del artículo anterior.

Artículo 52º.- Composición de los precios por contrata.

En el caso de que los trabajos a realizar en la obra y obra aneja, se entiende por precio de contrata el que importe el coste de la unidad de obra total, es decir, el precio de ejecución material más el tanto por ciento sobre éste último precio en concepto de "beneficio industrial del Contratista".

A falta de convenio especial se aplicará el 15%. De acuerdo con lo establecido se entiende por importe de contrata de un edificio u obra aneja, a la suma de su importe de ejecución material más el 15% de beneficio industrial:

1. Imprevistos 1%.
2. Gastos de administración y dirección práctica de los trabajos 5%.
3. Intereses del capital adelantado por el Contratista 3%.
4. Beneficio industrial del Contratista 6%.

Artículo 53º.- Composición de los precios por administración.

Se denominan obras por administración aquellas en que las gestiones que se precisen realizar las lleva acabo el Propietario, bien por sí o por un representante suyo, o bien por mediación de su Constructor.

- Las obras por administración directa son aquellas en las que el Propietario por sí o por mediación de un representante suyo lleve las gestiones precisas para la ejecución de las obras.
- Las obras por administración indirecta son aquellas en las que convienen un Propietario y el Contratista, para que éste por cuenta de aquel y como delegado suyo realice las gestiones y los trabajos que se precisen y así se convengan.

Por parte del Propietario, tiene la obligación de abonar directamente o por mediación del contratista todos los gastos inherentes a la realización de los trabajos. Por parte del contratista, la obligación de llevar la gestión práctica de los trabajos.

Para la liquidación de los trabajos que se ejecute por administración indirecta, regirán las normas que a tales fines se establece en las Condiciones Particulares de índole Económico vigente en la obra:

1. Las facturas de los transportes de materiales entrados en la obra.
2. Los documentos justificativos de las partidas abonadas por los seguros y cargas sociales vigentes.
3. Las nóminas de los jornales abonados.
4. Los recibos de licencias, impuestos y demás cargas inherentes a la obra.
5. A la suma de todos los gastos inherentes a la propia obra en cuya gestión o pago haya intervenido el Contratista se le aplicará un 15%, incluidos los medios auxiliares y los de seguridad.

Artículo 54º.- Precio del material acopiado a pie de obra.

Si el Propietario ordenase por escrito al Contratista el acopio de materiales o aparatos en la obra a los precios contratados y ésta así lo efectuase, los que se hayan acopiado se incluirán en la certificación siguiente a su entrada en la obra.

Artículo 55º.- Precios de las unidades de obra y de las partidas alzadas.

En los precios de las distintas unidades de obra, en los de aquellas que hayan de abonarse por partidas alzadas, se entenderán que se comprende el de la adquisición de todos los materiales necesarios, su preparación y mano de obra, transporte, montaje, colocación, pruebas y toda clase de operaciones y gastos que vayan a realizarse, así como riesgos y gravámenes que puedan sufrirse, aún cuando no figuren explícitamente en el cuadro de precios, para dejar la obra completamente terminada, con arreglo a las condiciones, y para conservarla hasta el momento en que se realice la entrega.

Los precios serán invariables, cualquiera que sea la procedencia de los materiales y el medio de transporte, sin más excepción que la expresada en este Pliego.

4.2.2.5.3 Relaciones valoradas y certificaciones.

Artículo 56º.- Relaciones valoradas y certificaciones.

Lo ejecutado por el Contratista se valorará aplicando al resultado de la medición general los precios señalados en el presupuesto para cada una de ellas, teniendo en cuenta además lo establecido en el presente pliego respecto a mejoras o sustituciones de materiales y a las obras accesorias y especiales.

Al Contratista se lo facilitarán por el Ingeniero los datos de la certificación, acompañándolos de una nota de envío, al objeto, que dentro del plazo de 10 días a partir de la fecha del envío de dicha nota, pueda el Contratista examinarlos y devolverlos firmados con su conformidad, hacer en caso contrario, las observaciones o reclamaciones que considere oportunas.

Dentro de los 10 días siguientes a su recibo, el Ingeniero aceptará o rechazará las reclamaciones al Contratista si las hubiera, dando cuenta al mismo de su resolución, pudiendo éste, en el segundo caso, acudir ante el Propietario contra la resolución del Ingeniero en la forma prevenida en los pliegos anteriores.

Cuando por la importancia de la obra, o por la clase y número de documentos, no considere el Contratista suficiente aquel plazo para su examen, podrá el Ingeniero concederle una prórroga. Si transcurrido el plazo de 10 días a la prórroga expresada no hubiese devuelto el Contratista los documentos remitidos, se considerará que está conforme con los referidos datos, y expedirá el Ingeniero la certificación de las obras ejecutadas.

El material acopiado a pie de obra por indicación expresa y por escrito del Propietario, podrá certificarse hasta el 90% de su importe, a los que figuren en los documentos del proyecto, sin afectarlos del tanto por ciento de contrata.

Las certificaciones se remitirán al Propietario, dentro del mes siguiente al período a que se refieren, y tendrán el carácter de documento y entregas a buena cuenta sujetas a las rectificaciones y variaciones que se deriven de la liquidación final, no suponiendo tampoco dichas certificaciones aprobación ni recepción de las obras que comprenden.

Las relaciones valoradas contendrán solamente la obra ejecutada en el plazo a que la valoración se refiere. En el caso de que el Ingeniero lo exigiera, las certificaciones se extenderán al origen.

Artículo 57º.- Valoración en el caso de rescisión.

Se abonarán los materiales acopiados al pie de obra si son de recibo y de aplicación para terminar esta, en una cantidad proporcionada a la obra pendiente de ejecución, aplicándose a estos materiales los precios que figuren en el cuadro de precios descompuestos. También se abonarán los materiales acopiados fuera de la obra, siempre que se transporten al pie de ella.

En el caso de rescisión por falta de pago o retraso en el abono o suspensión por plazo superior de un año imputable al Propietario, se concederá al contratista además de las cantidades anteriormente expuestas, una indemnización que fijará el Ingeniero, la cual no podrá exceder del 3% del valor de las obras que falten por ejecutar.

En caso de rescisión por alteración de presupuesto o por cualquiera de las causas reseñadas en las condiciones legales, no procederá más que el reintegro al Contratista de los gastos por custodias de fianza, anuncio de subasta y formalización del contrato, sin que pueda reclamar el abono de los útiles destinados a las obras.

En caso de rescisión por falta de cumplimiento en los plazos de obra, no tendrá derecho el Contratista a reclamar ninguna indemnización a las obras pero si a que se abonen las ejecutadas, con arreglo a condiciones y los materiales acopiados a pie de obra que sean de recibo.

Si lo incompleto, es la unidad de obra y la parte ejecutada en ella fuera de recibo, entonces se abonará esta parte con arreglo a lo que correspondan según la descomposición del precio que figura en el cuadro del Proyecto, sin que pueda pretender el Contratista que, por ningún motivo se efectúe la descomposición en otra forma que la que en dicho cuadro figura.

Toda unidad compuesta o mixta no especificada en el cuadro de precios, se valorará haciendo la descomposición de la misma y aplicando los precios unitarios de dicho cuadro a cada una de las partes que la integra, quedando en esta suma, así obtenida, comprendidos todos los medios auxiliares.

En general se dará al Contratista un plazo de tiempo que determinará la Dirección de la Obra, dentro de los límites de 20 y 60 días para poner el material en curso de instalaciones de ser aceptado como obra terminada, teniendo en cuenta que las no finalizadas se liquidarán a los precios elementales que figuren en el presupuesto, así como los recibos de los materiales a pie de obra que reúnan las debidas condiciones

Artículo 58º.- Equivocaciones en el presupuesto.

Se supone que el Contratista ha hecho detenido estudio de los documentos que componen el Proyecto, y por tanto al no haber hecho ninguna observación sobre posibles errores o equivocaciones en el mismo, se entiende que no hay lugar a disposición alguna en cuanto afecta a medidas o precios, de tal suerte, que si la obra ejecutada con arreglo al proyecto contiene mayor número de unidades que las previstas, no tiene derecho a reclamación alguna. Si por el contrario, el número de unidades fuera inferior, se descontará del presupuesto.

4.2.2.5.4 Formas de abono de las obras.

Artículo 59º.- Formas de abono de las obras.

El abono de los trabajos efectuados se efectuará por uno de los procedimientos siguientes, convenido por el Ingeniero y el Contratista antes de dar comienzo los trabajos:

1. Tipo fijo o a tanto alzado total.
2. Tipo fijo o tanto alzado por unidad de obra, cuyo precio invariable se haya fijado de antemano, pudiendo variar el número de unidades ejecutadas.
3. Tanto variable por unidad de obra según las condiciones en que se realice y los materiales diversos empleados en su ejecución de acuerdo con las órdenes del Ingeniero.
4. Por lista de jornales y recibos de materiales autorizados en la forma que el presente pliego determina.
5. Por horas de trabajo ejecutado en las condiciones determinadas en el Contrato.

Artículo 60º.- Abono de unidades de obra ejecutadas.

El Contratista deberá percibir el importe de todas aquellas unidades de obra que haya ejecutado con arreglo y sujeción a los documentos del Proyecto, a las condiciones de la contrata y a las órdenes e instrucciones que por escrito entregue el Ingeniero.

Artículo 61º.- Abono de trabajos presupuestados con partidas alzadas.

Si existen precios contratados para unidades de obras iguales a las presupuestadas mediante partida alzada se abonará previa medición y aplicación del precio establecido.

Si existen precios contratados para unidades de obra similares, se establecerá, precios contradictorios para las unidades con partidas alzadas, deducidos de los similares contratados.

Si no existen precios contratados, para unidades de obra iguales o similares, la partida alzada se abonará íntegramente al Contratista, salvo el caso de que en el presupuesto de la obra se exprese que el importe de dicha partida debe justificarse en cuyo caso, el Ingeniero director de la obra indicará al Contratista y con anterioridad a su ejecución, el procedimiento que debe seguirse para llevar dicha cuenta.

Artículo 62º.- Abono de trabajos ejecutados durante el plazo de garantía.

Efectuada la recepción provisional y si durante el plazo de garantía se hubieran ejecutado trabajos para su abono se procederá así:

1. Si los trabajos se realizan y están especificados en el Proyecto, y sin causa justificada no se hubieran realizado por el Contratista a su debido tiempo, y el Ingeniero exigiera su realización durante el plazo de garantía, serán valoradas a los precios que figuren en el presupuesto y abonados de acuerdo con lo establecido en los pliegos particulares o en su defecto en los generales, en el caso de que dichos fueran inferiores a los que rijan en la época de su realización en caso contrario, se aplicarán estos últimos.
2. Si se han ejecutado trabajos precisos para la reparación de desperfectos ocasionados por el uso de las obras, por haber sido utilizadas durante dicho plazo por el Propietario, se valorarán y abonarán a los precios del día, nada se abonará por ellos al Contratista.

Artículo 63º.- Abono de obras incompletas.

Cuando por rescisión u otra causa fuera preciso valorar obras incompletas, se aplicarán los precios del presupuesto sin que pueda pretenderse la valoración de cada

unidad de obra en forma distinta, ni que tenga derecho el Contratista a reclamación alguna por insuficiencia u omisión del costo de cualquier elemento que constituye el precio.

Las partidas que componen la descomposición del precio serán de abono cuando esté acopiado en obra la totalidad del material, incluidos accesorios, o realizados en su totalidad las labores u operaciones que determina la definición de la partida, ya que el criterio a seguir ha de ser que sólo se consideran abonables fases con ejecución terminadas, perdiendo el Adjudicatario todos los derechos en el caso de dejarlas incompletas.

4.2.2.5.5 Liquidaciones.

Artículo 64º.- Liquidaciones parciales.

Las liquidaciones se harán por certificaciones mensuales y se hallarán multiplicando las unidades resultantes de las mediciones por el precio asignado de cada unidad en el presupuesto. Se añadirá el % correspondiente al sistema de Contrato, desquitando las rebajas que se obtuvieran en subasta.

Artículo 65º.- Carácter provisional de las liquidaciones parciales.

Las liquidaciones parciales tienen carácter de documentos provisionales a buena cuenta, sujetos a certificaciones y variaciones que resulten de la liquidación final, no suponiendo tampoco dichas certificaciones aprobación ni recepción de las obras que comprenden.

La Propiedad se reserva en todo momento y especialmente al hacer efectivas las liquidaciones parciales, el derecho de comprobar que el Contratista ha cumplido los compromisos referentes al pago de jornales y materiales invertidos en la obra, a cuyo efecto deberá presentar el Contratista los comprobantes que se exijan.

Artículo 66º.- Liquidación final.

La liquidación general se llevará a cabo una vez terminadas las obras y en ella se hará constar las mediciones y valoraciones de todas las unidades de obra realizadas, las que constituyen modificaciones del proyecto, y los documentos y aumentos que se aplicaron en las liquidaciones parciales, siempre y cuando hayan sido previamente aprobadas por la Dirección técnica con sus precios.

De ninguna manera tendrá derecho el Contratista a formular reclamaciones por aumentos de obra que no estuviesen autorizados por escrito a la Propiedad con el visto bueno del Ingeniero Director.

Artículo 67º.- Liquidación en caso de rescisión.

En este caso, la liquidación se hará mediante un contrato liquidatorio, que se redactará de acuerdo por ambas partes. Incluirá el importe de las unidades de obra realizadas hasta la fecha de la rescisión.

4.2.2.5.6 Pagos.

Artículo 68º.- Pagos.

Los pagos se efectuarán por el Propietario en los plazos previamente establecidos, y sus importes corresponderán precisamente al de las certificaciones de obras expedidas por el ingeniero, en virtud de las cuales se verificarán aquellos.

Artículo 69º.- Suspensión o retrasos en los trabajos por retraso en pagos.

En ningún caso podrá el Contratista, alegando retraso en los pagos, suspender trabajos o ejecutarlos a menor ritmo que el que le corresponda, con arreglo al plazo en que deben terminarse.

Artículo 70º.- Demora de los pagos.

Si el Propietario no efectuase el pago de las obras ejecutadas, dentro del mes siguiente al que corresponda el plazo convenido, el Contratista tendrá además el

derecho de percibir el abono de un 4,5% anual en concepto de tiempo del retraso y sobre el importe de la mencionada certificación.

Si aún transcurrieran dos meses a partir del término de dicho plazo, tendrá derecho el Contratista a la rescisión del Contrato, procediéndose a la ejecución de la liquidación correspondiente de las obras ejecutadas y de los materiales acopiados, siempre que estos reúnan las condiciones preestablecidas y que la cantidad no exceda de la necesaria para la terminación de la obra contratada o adjudicada.

Se rechazará toda solicitud de rescisión del Contrato fundada en dicha demora de pagos, cuando el Contratista no justifique que en la fecha de dicha solicitud ha invertido en obra en los materiales acopiados admisibles la parte de presupuesto correspondiente al plazo de ejecución que tenga señalado en el Contrato.

4.2.2.5.7 Indemnización de daños causados por fuerza mayor.

Artículo 71º.- Indemnización de daños causados por fuerza mayor.

El Contratista no tendrá derecho a indemnización por causas de pérdidas ocasionadas en la obra sino en los casos de fuerza mayor. Para los efectos de este artículo, se considerarán como tales casos los que siguen:

1. Los incendios causados por electricidad atmosférica.
2. Los producidos por terremotos o los maremotos.
3. Los producidos por vientos huracanados, mareas y crecidas de los ríos, superiores a los que sean de prever en el país, y siempre que exista constancia inequívoca de que por el Contratista se tomarán las medidas posibles dentro de sus medios para evitar los daños.
4. Los que provengan de movimientos del terreno en el que estén construidas las obras.

La indemnización se referirá al abono de las unidades de obra ya ejecutadas con materiales acopiados a pie de obra; en ningún caso comprenderá medios auxiliares.

4.2.3 CONDICIONES GENERALES LEGALES.

4.2.3.1 Arbitrio y jurisdicción.

Artículo 72º.- Formalización del Contrato.

Los Contratos se formalizarán mediante documentos privados, que podrán elevarse a escritura pública a petición de cualquiera de las partes y con arreglo a las disposiciones vigentes. Este documento contendrá una cláusula en la que se expresa terminantemente que el Contratista se obliga al cumplimiento exacto del Contrato, conforme a lo previsto en el Pliego General de Condiciones.

El Contratista antes de firmar la escritura habrá firmado también su conformidad al pie del Pliego de Condiciones Particulares que ha de regir la obra, en los planos, cuadros de precios y presupuesto general.

Serán de cuenta del Adjudicatario todos los gastos que ocasione la extensión del documento en que se consigne la contrata.

Artículo 73º.- Arbitraje obligatorio.

Ambas partes se comprometen a someterse en sus diferencias al arbitraje de amigables compondores, designados uno de ellos por el Propietario, otro por la contrata y tres Ingenieros por el C.O. correspondiente, uno de los cuales será forzosamente el Director de Obra.

Artículo 74º.- Jurisdicción competente.

En caso de no haberse llegado a un acuerdo por el anterior procedimiento, ambas partes son obligadas a someterse a la discusión de todas las cuestiones que pueden surgir como derivadas de su Contrato, a las autoridades y tribunales administrativos, con arreglo a la legislación vigente, renunciando al derecho común y al fuero de su domicilio, siendo competente la jurisdicción donde estuviese enclavada la obra.

4.2.3.2 Responsabilidades legales del contratista.

Artículo 75º.- Medidas preparatorias.

Antes de comenzar las obras el Contratista tiene la obligación de verificar los documentos y de volver a tomar sobre el terreno todas las medidas y datos que le sean necesarios. Caso de no haber indicado al Director de obra en tiempo útil, los errores que pudieran contener dichos documentos, el Contratista acepta todas las responsabilidades.

Artículo 76º.- Responsabilidad en la ejecución de las obras.

El Contratista es responsable de la ejecución de las obras en las condiciones establecidas en el Contrato y en los documentos que componen el Proyecto. Como consecuencia de ello, vendrá obligado a la demolición y reconstrucción de todo lo mal ejecutado, sin que pueda servir de excusa el que la Dirección Facultativa haya examinado o reconocido la construcción durante las obras, ni el que hayan sido abonadas las liquidaciones parciales.

Artículo 77º.- Legislación Social.

Habrà de tenerse en cuenta por parte del Contratista la Reglamentación de Trabajo, así como las demás disposiciones que regulan las relaciones entre patronos y obreros, contratación del Seguro Obligatorio, Subsidio Familiar y de Vejez, los Accidentes de Trabajo, Seguridad e Higiene en el Trabajo y demás con carácter social urgentes durante la ejecución de las obras.

El Contratista ha de cumplir lo reglamentado sobre seguridad e higiene en el trabajo, así como la legislación actual en el momento de ejecución de las obras en relación sobre protección a la industria nacional y fomento del consumo de artículos nacionales.

Artículo 78º.- Medidas de seguridad.

En caso de accidentes ocurridos a los operarios con motivo de ejercicios en los trabajos para la ejecución de las obras, el Contratista se atenderá a lo dispuesto a estos respectos vigentes en la legislación, siendo en todo caso único responsable de su

incumplimiento y sin que por ningún concepto pueda quedar afectada la Propiedad, por responsabilidad en cualquier aspecto.

De los accidentes y perjuicios de todo género que por cumplir el Contratista lo legislado sobre la materia, pudiera recaer o sobrevenir, será este el único responsable, o sus representantes en la obra, ya se considera que los precios contratados están incluidos todos los gastos precisos para cumplimentar debidamente, dichas disposiciones legales, será preceptivo que el tablón de anuncios de la obra presente artículos del Pliego de Condiciones Generales de índole general, sometido previamente a la firma de la Dirección Facultativa.

El Contratista está obligado a adoptar todas las medidas de seguridad que las disposiciones vigentes perpetúen para evitar en lo posible accidentes a los obreros y a los andantes no sólo en los andamios, sino en todos los lugares peligrosos de la obra. Se exigirán con especial atención la observación de lo regulado por la ordenanza General de Seguridad e Higiene en el Trabajo (O.G.S.H.T.).

Artículo 79º.- Vallado y policía de obra.

Serán de cargo y cuenta del Contratista el vallado y la policía del solar, cuidando de la conservación de sus líneas de lindeo y vigilando que, por los poseedores de las fincas contiguas, si las hubiese, no se realicen durante las obras actos que mermen o modifiquen la propiedad.

Toda observación referente a este punto será puesta inmediatamente en conocimiento del Ingeniero Director.

Artículo 80º.- Permisos y Licencias.

El adjudicatario estará obligado a tener todos los permisos y licencias, para la ejecución de las obras y posterior puesta en servicio y deberá abonar todas las cargas, tasas e impuestos derivados de la obtención de dichos permisos.

Artículo 81º.- Daños a terceros.

El Contratista será responsable de todos los accidentes que por inexperiencia o descuido sobreviniese en la edificación donde se efectúan las obras.

Como en las contiguas será, por tanto, de sus cuentas el abono de las indemnizaciones a quien corresponde y cuando ello hubiera lugar, de todos los daños y perjuicios que puedan causarse en las operaciones de ejecución de las obras.

El Contratista cumplirá los requisitos que prescriben las disposiciones vigentes sobre la materia, debiendo exhibir cuando a ello fuese requerido, el justificante de tal cumplimiento.

Artículo 82º.- Seguro de la obra.

El Contratista estará obligado a asegurar la obra contratada durante el tiempo que dure su ejecución hasta la recepción definitiva, la cuantía del seguro coincidirá en cada momento con el valor que tengan por contrata los objetos asegurados.

El importe abonado por la sociedad aseguradora se ingresará en cuenta a nombre del Propietario, para que con cargo a él, se abone la obra que se construye y a medida que esta se vaya realizando. El reintegro de dicha cantidad al Contratista se efectuará por certificaciones como el resto de los trabajos.

En las obras de reparación o reforma, se fijará la porción de la obra que debe ser asegurada y su cuantía, y si nada se previene, se entenderá que el seguro ha de comprender toda la parte de la obra afectada por la obra.

Los riesgos asegurados y las condiciones que figuren en la póliza de seguros, las pondrá el Contratista antes de contratadas, en conocimiento del Propietario, al objeto de recabar de éste su previa conformidad o reparos.

Artículo 83º.- Suplementos.

El Contratista no puede hacer ningún trabajo que ocasione suplementos de gastos sin autorización escrita del Propietario de la instalación y con el visto bueno del Director de obra.

Artículo 84º.- Conservación y otros.

El Contratista ejecutor de las obras tendrá que conservar a su cargo todos los elementos de las obras civiles y eléctricas desde el comienzo de las obras hasta la recepción definitiva de las mismas. A este respecto, los gastos derivados de la conservación, tales como revisiones periódicas de las instalaciones, vigilancia, reposición de posibles desperfectos causados por terceros, limpieza de aparatos, etc. correrán a cargo del Contratista, no pudiendo éste alegar que la instalación esté o no en servicio.

La sustitución o reparación será decidida por la Dirección de obra, que juzgará a la vista del incidente si el elemento puede ser reparado o totalmente sustituido por uno nuevo teniendo que aceptar totalmente dicha decisión.

El Contratista estará obligado a ejecutar aquellos detalles imprevistos por su minuciosidad o que se hayan omitido si el Director de la obra lo juzga necesario.

Artículo 85º.- Hallazgos.

El Propietario se reserva la posesión de las antigüedades, objetos de arte, o sustancias minerales utilizables, que se encuentren en las excavaciones y demoliciones practicadas en su terreno o edificaciones. El Contratista deberá emplear para extraerlo todas las precauciones que se le indiquen por la Dirección.

El Propietario abonará al Contratista el exceso de obras o gastos especiales que estos trabajos ocasionen. Serán así mismo, de la exclusiva pertenencia del Propietario los materiales y corrientes de agua que, como consecuencia de la ejecución de las obras, aparecieran en los solares o terrenos donde se realicen las obras, pero el Contratista, en

el caso de tratarse de aguas y si las utilizara, serán de cargo del Contratista las obras que sean convenientes ejecutar para recogerlas para su utilización.

La utilización para el aprovechamiento de gravas y arenas y toda clase de materiales procedentes de los terrenos donde los trabajos se ejecuten, así como las condiciones técnicas y económicas en que estos aprovechamientos han de concederse y ejecutarse se señalarán para cada caso concreto por la Dirección Facultativa.

Artículo 86º.- Anuncios y carteles.

Sin previa autorización de la Propiedad no podrán ponerse, ni en sus vallas, más inscripciones o anuncios que los convenientes al régimen de los trabajos y la policía local.

Artículo 87º.- Copia de documentos.

El Contratista tiene derecho a sacar copias a su costa de los planos, presupuesto, y pliego de condiciones y demás documentos del proyecto.

4.2.3.3 Subcontratas.

Artículo 88º.- Subcontratas.

El Contratista puede subcontratar una parte o la totalidad de la obra a otra u otras empresas, administradores, constructores, instaladores, etc. no eximiéndose por ello de su responsabilidad con la Propiedad.

El Contratista será el único responsable de la totalidad de la obra tanto desde el punto de vista legal como económico, reconociéndose como el único interlocutor válido para la Dirección Técnica.

4.2.3.4 Pago de arbitrios.

Artículo 89º.- Pagos de arbitrios.

El pago de impuestos y arbitrios en general municipales o de otro régimen, sobre vallas, alumbrado, etc., cuyo abono debe hacerse el tiempo de ejecución de las obras y

por conceptos inherentes a los propios trabajos que se realizan, correrán a cargo del Contratista siempre que en las condiciones particulares del Proyecto no se estipule lo contrario. No obstante, al Contratista le deberá ser reintegrado el importe de todos aquellos conceptos que la Dirección Facultativa considere justo hacerlo.

4.2.3.5 Causas de rescisión del contrato.

Artículo 90º.- Causas de rescisión del contrato.

Se consideran causas suficientes de rescisión de Contrato las que a continuación se señalan:

1. La muerte o incapacidad del Contratista.
2. La quiebra del Contratista.

En los casos anteriores, si los herederos o síndico se ofrecieran a llevar a cabo las obras bajo las mismas condiciones estipuladas en el Contrato, el Propietario puede admitir o rechazar el ofrecimiento, sin que este último caso tenga derecho a indemnización alguna.

Las alteraciones del Contrato por las causas siguientes:

1. La modificación del Proyecto en forma tal, que representen alteraciones fundamentales del mismo a juicio de la Dirección Facultativa y en cualquier caso, siempre que la variación del presupuesto de ejecución, como consecuencia de estas modificaciones, representen más o menos un 25% como mínimo del importe de aquel.
2. La modificación de las unidades de obra siempre que estas modificaciones representen variaciones, más o menos del 40% como mínimo de alguna de las unidades que figuren en las modificaciones del Proyecto, o más de un 50% de unidades del Proyecto modificadas.
3. La suspensión de la obra comenzada y en todo caso siempre que por causas ajenas a la contrata no se dé comienzo de la obra adjudicada dentro del plazo de tres meses a partir de la adjudicación; en este caso la devolución de la fianza será automática.
4. La suspensión de la obra comenzada, siempre que el plazo de suspensión haya excedido de un año.

-
5. El no dar comienzo de la contrata a los trabajos dentro de los plazos señalados en las condiciones particulares del Proyecto.
 6. Incumplimiento de las condiciones del Contrato cuando implique descuido o mala fe, con perjuicio de los intereses de las obras. La mala fe de la ejecución de los trabajos.
 7. El abonado de la obra sin causa justificada.
 8. La terminación del plazo de ejecución de la obra sin haberse llegado a ésta.

Quedará rescindido el contrato por incumplimiento del contratista de las condiciones estipuladas en este Pliego perdiendo en este caso la fianza, y quedando sin derecho a reclamación alguna.

4.3 PLIEGO DE CONDICIONES TÉCNICAS PARTICULARES

En este Capítulo se detallan las características técnicas de los materiales, maquinarias y equipos a emplear, y los medios de ejecución de las obras, además se redactarán las normas de seguridad en el desarrollo de los trabajos y los métodos de medición y valoración a seguir; para cada uno de los pasos que conforman la ejecución al completo del Proyecto.

4.3.1 GENERALIDADES

4.3.1.1 Medición y valoración de las Unidades de Obra:

El pago de obras realizadas se hará sobre certificaciones parciales que se practicarán mensualmente. Dichas certificaciones contendrán solamente las unidades de obra totalmente terminadas que se hubieran ejecutado en el plazo a que se refieran. La relación valorada que figure en las certificaciones, se hará con arreglo a los precios establecidos y con la cubicación, planos y referencias necesarias para su comprobación.

La comprobación, aceptación o reparos deberán quedar terminados por ambas partes en un plazo máximo de 15 días.

El Director de obra expedirá las certificaciones de las obras ejecutadas, que tendrán carácter provisional a buena cuenta, verificables por la liquidación definitiva o por cualquiera de las certificaciones siguientes, no suponiendo por otra parte, aprobación ni recepción de las obras ejecutadas y comprendidas en dichas certificaciones.

Serán de abono al Contratista, las obras de tierra, de fábrica y accesorios, ejecutadas con arreglo a condiciones y con sujeción a los planos del Proyecto, o a las mediciones introducidas por el Director de la Obra, en el replanteo de las mismas, que constará en el plano de detalle y órdenes escritas, se abonará por el volumen o peso de acuerdo con lo que se especifique en los correspondientes precios unitarios que figuren en el cuadro de precios.

4.3.1.2 Condiciones Generales de seguridad e higiene en el trabajo:

De acuerdo con lo prescrito en el Reglamento de Seguridad e Higiene en el Trabajo en vigor, las obras objeto del Proyecto satisfarán todas las medidas de seguridad e higiene en beneficio del personal de la misma, haya de realizar su trabajo.

4.3.2 COMIENZO DE LAS OBRAS.

4.3.2.1 Replanteo.

El Director Obra auxiliado por el personal técnico y equipo de trabajo, de la empresa adjudicataria encargada de la ejecución, efectuará sobre el terreno el replanteo general de las obras que comprenden el Proyecto, así como los replanteos parciales que sean necesarios durante la ejecución de las mismas, dejando constancia material mediante señales, hitos y referencias colocadas en puntos fijos del terreno que tengan garantía de permanencia para que, durante la ejecución de las obras, puedan fijarse con relación a ellas la situación en planta o en altura de cualquier elemento o parte de las mismas obras.

El Contratista facilitará a sus expensas cuantos medios materiales y auxiliares se necesiten para llevar a cabo los replanteos generales y parciales.

Con los resultados obtenidos, se levantará acta, acompañada de planos, mediciones y valoraciones, firmadas por el Director Obra y el Contratista o representante en quien delegue, en la que se hará constar las modificaciones introducidas, caso de que se produzcan, presupuestos resultantes y cuantas incidencias sean de interés para un mejor realización de las obras. El Contratista, desde el momento que firma el acta de replanteo, se hace responsable de la conservación y reposición de todos los datos que motiven las operaciones reseñadas en este artículo, incluidos materiales, colaboración...

Si durante la realización de las obras se apreciase un error en los replanteos, alineaciones o dimensiones de una parte cualquiera de las obras, el Contratista procederá a su rectificación a su costa. La verificación de los replanteos, alineaciones o dimensiones por la Dirección de obra, no eximirá al Contratista de sus responsabilidades en cuanto a sus exactitudes.

4.3.2.2 Limpieza del terreno.

Las operaciones de desbrozado deberán ser efectuadas con las debidas precauciones de seguridad a fin de evitar daños en las construcciones existentes, propiedades colindantes, vías y servicios públicos y accidentes de cualquier tipo.

Todos los materiales que puedan ser destruidos por el fuego serán quemados, de acuerdo con las normas que sobre el particular existan en la localidad. Los materiales no combustibles podrán ser utilizados por el Contratista en la forma que considere más conveniente, previa autorización del Director de Obra

4.3.3 MOVIMIENTO DE TIERRAS.

4.3.3.1 Excavaciones.

Las excavaciones a realizar son:

1. Excavaciones para cimientos de la nave industrial.

Para no disgregar el terreno más allá de lo previsto, el Director de Obra podrá ordenar que las excavaciones para cimientos, sean realizadas por etapas sucesivas.

Si el suelo fuera arcilloso, se realizará la excavación en dos partes, dejando sin ejecutar una capa final, 15 cm, hasta el momento de construir las cimentaciones de la obra.

Si del reconocimiento del terreno practicado al efectuar las excavaciones, resultase necesidad o conveniencia de variar el sistema de cimentación previsto para las obras, se reformará el Proyecto, suspendido mientras tanto los trabajos que fueran necesarios. El Contratista percibirá en este caso el coste de los trabajos realizados, pero no tendrá derecho a ninguna otra indemnización por la variación del Proyecto.

2. Excavaciones en zanjas para riostras de cimentación

Las zanjas tendrán las dimensiones que figuran en los planos del Proyecto, debiendo llevar su fondo nivelado cuidadosamente para que la riostra apoye correctamente en toda su longitud.

Con arreglo a planos o en su caso a las indicaciones recibidas del Director de Obra como consecuencia del replanteo general, el Contratista realizará las excavaciones necesarias para la ejecución de las obras objeto del proyecto. En tales excavaciones se incluirán los siguientes puntos:

1. Desbroce y despeje del terreno.
2. Extracción.
3. Transporte de los productos removidos a acopio, lugar de empleo o vertedero.
4. Acondicionamiento de terrenos si fuese necesario y cuantas operaciones fuesen necesarias para terminar la obra.
5. Relleno.

Toda excavación no realizada por el Adjudicatario según planos o con el visto bueno del Director de Obra, no serán abonados. El acopio del material extraído se realizará en lugar adecuado, de modo que no se perjudique el tráfico, ni perturbe desagües y drenajes. Estos trabajos se consideran intrínsecos a la obra y por tanto incluidas en las unidades correspondientes, por lo que no procede abono alguno complementario por tales conceptos.

4.3.3.1.1 Medición y valoración de las excavaciones.

Las excavaciones necesarias para la ejecución de las obras, se abonarán por su volumen referido al terreno antes de excavarlo, al precio respectivo por m^3 que figura en el cuadro de precios.

Los volúmenes se deducirán de las líneas teóricas de los planos y órdenes escritas del Director, a partir de los perfiles reales del terreno. Los precios comprenden todos los

medios auxiliares y operaciones necesarias para hacer las excavaciones, así como la arena o material preciso que se precise. También incluye la retirada de los productos de las excavaciones a sitios donde no afecten a las obras.

No serán abonados los trabajos y materiales que hayan de emplearse para evitar posibles desprendimientos, ni los excesos de excavaciones que por conveniencia u otras causas ajenas a la dirección de las obras ejecute el Contratista, así como las entibaciones que sean precisas ejecutar para seguridad del personal y evitar accidentes.

No serán abonados los desprendimientos, salvo en aquellos casos en que se pueda comprobar que ha sido debido a fuerza mayor. Nunca lo serán los debidos a negligencias del Contratista o por no haber cumplido las órdenes de la dirección de la obra.

Tampoco serán de abono la reparación de todas las averías y desperfectos que en cualquier excavación puedan producirse por consecuencia de lluvias, tránsitos no autorizados y otras causas que no sean de fuerza mayor.

4.3.3.2 Vaciado de tierras.

El Contratista ejecutará las excavaciones según el trazado y profundidad que se determina en los planos. Los productos de los desmontes y los sobrantes del relleno de zanjas, se verterán en los lugares que a tal fin designe el Director de Obra. El vaciado se hará por franjas horizontales de altura no mayor de 1.5m. al ejecutarse a mano o de 3m al ejecutarse a máquina, trabajando ésta en dirección no perpendicular a los bordes con elemento estructurales y barras o medianerías, dejando sin excavar una zona de protección de ancho no menor de 1m. que se quitará a mano antes de descender la máquina en ese borde a la franja interior. Antes de empezar el vaciado, la Dirección aprobará el replanteo realizado, así como los accesos propuestos que serán clausurables y separados para peatones y vehículo de carga.

Las camillas del replanteo serán dobles en los extremos de las alineaciones y estarán separadas del borde del vaciado a no menos de 1m. Se dispondrán puntos fijos de referencia en lugares que no puedan ser afectados por el vaciado a los cuales se

referirán todas las lecturas de cotas de nivel y desplazamientos horizontales y/o verticales de los puntos del terreno y/o edificaciones próximas. Las lecturas diarias de los desplazamientos referidos a estos puntos, se anotarán en un estadillo para su control por la Dirección.

Cuando al excavar se encuentre cualquier anomalía no prevista, con variación de los estratos y/o de sus características, cursos de aguas subterráneas, restos de construcciones, valores arqueológicos, se parará la obra al menos en ese tajo, y se comunicará a la Dirección.

El solar estará rodeado de una valla, verja o muro de altura no menor de 2m. No se acumulará terreno de excavación, ni otros materiales, junto al borde del vaciado, debiendo estar separado de éste una distancia no menor de 2 veces la profundidad del vaciado en ese borde, salvo autorización en cada caso de la Dirección de Obra.

Siempre que por circunstancias imprevistas se presente un problema de urgencia, el Contratista tomará provisionalmente las medidas oportunas, a juicio del mismo, y se lo comunicará lo antes posible a la Dirección.

Una vez alcanzada la cota inferior del vaciado, se hará una revisión general de las edificaciones medianeras para observar las lesiones que haya sufrido, tomándose las medidas oportunas.

Serán condiciones de no aceptación:

1. En dimensiones, errores superiores al 2.50 % y variaciones de ± 10 cm.
2. En altura, mayor de 1.65 m con medios manuales o mayor de 3.30 m con medios mecánicos.
3. En zona de protección, inferior de 1 m.

La unidad de medición será el metro cúbico de volumen excavado.

4.3.3.3 Rellenos.

Podrán emplearse para rellenos todos los productos de dentro y fuera de la obra, siempre que reúnan las condiciones indispensables para una buena consolidación, compactación y asiento uniforme.

4.3.4 CIMENTACIONES.

4.3.4.1 Hormigones.

Para su ejecución se tendrán en cuenta las prescripciones de la Instrucción para el Proyecto y Ejecución de obras de Hormigón en Masa y Armado EHE-08.

A los distintos hormigones que se empleen o puedan emplearse se les exigirá como mínimo las resistencias características a compresión a los veintiocho (28) días, en probetas cilíndricas de quince (15) centímetros de diámetro y treinta (30) centímetros de altura. Si los hormigones no cumplieran como mínimo con los valores de resistencia, se adoptará por el Director de Obra la decisión que proceda conforme al artículo 69.4 de la citada Instrucción.

Las relaciones máximas de agua y cemento a emplear, salvo autorización expresa y por escrito del Técnico Encargado, serán del sesenta por ciento (60%).

Los asientos máximos de los hormigones después de depositado el hormigón, pero antes de consolidado, serán en alzados o cimientos, en masa de cuarenta (40) milímetros y en hormigones armados de sesenta (60) milímetros.

El hormigón armado de la solera así como el de las demás partes de la obra, se verificará de la forma más continua posible, y cuando haya que interrumpir el trabajo, se procurará dejar la superficie sin terminar, lo más resguardada posible de los agentes exteriores, cubriéndola con sacos húmedos. Al reanudar el trabajo, si no se presentase síntomas de iniciación de fraguado, se cubrirá la superficie con una delgada capa de mortero rico (volúmenes iguales de cemento y arena fina), inmediatamente se procederá al hormigonado, apisonado con especial esmero por pequeñas proporciones. Si se

hubiera iniciado el fraguado de la superficie del hormigón, se empezará por picarlo frotando con cepillos de alambre, se humedecerá en abundancia y se cubrirá con el mortero rico procedente. Se atenderá en todo a lo dispuesto en la instrucción EHE-08.

Podrán ser utilizadas, tanto para el amasado como para el curado del hormigón en obra, todas las aguas sancionadas como aceptables en la práctica. Cuando no se posea antecedentes de su utilización o determine el Director de Obra, deberán analizarse las aguas, rechazándose las que no cumplan una o varias condiciones dadas en la EHE.

La naturaleza de los áridos y su preparación serán tales que permitan garantizar las características exigidas al hormigón. La utilización de aditivos deberá ser aprobado previamente por la Dirección. Para ello será necesario que las características de los mismos, especialmente su comportamiento al emplearlo en las cantidades previstas, vengan garantizadas por el fabricante, y se realicen ensayos previos en todos y cada uno de los casos.

Los hormigones serán objeto de ensayos de control a nivel reducido según la EHE y cuya frecuencia será fijada por la Dirección Técnica. Si los ensayos de probetas efectuados en laboratorio oficial aconsejan el reajuste de la dosificación, el Contratista está obligado a aceptar tal modificación, alterando los precios del hormigón sólo en lo que a partidas de cemento y áridos se refiere; que se obtendrían multiplicando los pesos o volúmenes definitivos por los costes que para dichos materiales figuran en los precios descompuestos.

4.3.4.1.1 Medición y valoración del hormigón.

Hormigón en masa:

Se abonará por m^3 al precio asignado en el Presupuesto que comprende todos los materiales necesarios para la construcción de la nave, así como de medios auxiliares para su ejecución y puesta en obra, encofrado, mastrado y cuantos elementos y labores se precisen para el acabado del hormigón según las condiciones reseñadas en el presente Pliego.

Sólo se abonará el hormigón realmente colocado para lo cual se medirá la rentabilidad de cada amasado y el volumen así deducido se multiplicará por el número de masa; cada masa se controlará con los medios adecuados para asegurar que su composición es constante.

El hormigón no se enlucirá y si esto fuese preciso por su defectuosa ejecución, el Director de la Obra podrá demoler la parte defectuosa u ordenar su enlucimiento y pintura a costa del Contratista.

Hormigón armado:

Los aceros usados para armar hormigones que necesiten la realización de ensayos se atenderán:

1. UNE 36088 (para barras corrugadas).
2. UNE 7262 (para diagramas tensión- deformación).
3. Anexo 5, cap. I y II de la norma EHE (adherencia en las barras corrugadas).
4. EHE en los artículos dedicados al limite elástico, doblado y desdoblado de aceros y corrosión de las armaduras.

Se abonará por m^3 asignado en el Presupuesto, considerándose, incluso en el precio todos los materiales necesarios para la construcción de la nave, armaduras, doblado y cortado de las mismas, montaje, así como los medios auxiliares para su ejecución y puesta en obra, encofrados y cuantos elementos y laboras se precisen para el acabado del hormigón según las condiciones reseñadas en el presente Pliego.

Sólo se abonará el hormigón colocado terminándose su cuantía de la misma forma que en el apartado anterior.

4.3.4.1.2 Fabricación y puesta en obra del hormigón.

Las condiciones o características de calidad exigidas al hormigón se especifican a continuación. Tales condiciones deberán ser satisfechas por todas las unidades de producto componentes del total, entendiéndose por unidad de producto la cantidad de hormigón fabricado de una sola vez.

1. Dosificación del hormigón.

La dosificación de los áridos se hará con arreglo a lo dispuesto en la Instrucción EHE, empleando para ello las mezclas de áridos que sea necesario y siguiendo lo ordenado por la Dirección de la Obra.

En el caso de que se emplearan productos de adición, el Contratista está obligado a instalar los dispositivos de dosificación correspondientes. Tanto estos agentes como los aceleradores de fraguado solamente podrán ser empleados con autorización escrita de la Dirección. Su uso no revela al Contratista de la obligación de cumplir los requisitos sobre el curado de hormigón.

2. Consistencia del hormigón.

Se medirán por medio del Cono de Abrams en la forma prescrita por la EHE y se clasificará en seca, plástica, blanda y fluida. La consistencia del hormigón a emplear en cimentación será plástica blanda (asiento máximo 9 cm en cono de Abrams) para vibrar y se medirá en el momento de su puesta en obra.

3. Resistencia del hormigón.

Las resistencias que deben tener las diferentes clases de hormigones, en probeta cilíndrica, a los 28 días de su fabricación será las que se fijen en los planos del Proyecto. Los criterios a seguir en la toma de muestras en cuanto a la determinación del número de probetas a tomar por elemento o módulo serán los que establece la EHE.

4. Aditivos.

Se prohibirá la utilización de cualquier aditivo (acelerantes o retardadores), pudiéndose emplear únicamente algún tipo de impermeabilizante y siempre con la autorización expresa de la Dirección Técnica.

En la puesta en obra del hormigón, además de las prescripciones de la instrucción EHE se tendrá en cuenta lo siguiente:

Podrá realizarse amasado a pie de obra o de central. En caso de la fabricación a pie de obra, el tiempo de amasado será del orden de 1 minuto y 1/2, y como mínimo un minuto más tantas veces 15 segundos como fracciones de 400 litros en exceso sobre 750 litros tenga la capacidad de la hormigonera. Se prohibirá totalmente mezclar masas frescas de diferentes dosificaciones. Si durante el amasado surgiera un endurecimiento prematuro (falso fraguado) de la masa, no se añadirá agua, debiendo prolongarse el tiempo de amasado. Si el hormigón es de central amasadora, y transportado por medio de camiones hasta el lugar del vertido se deberán cumplir los siguientes condicionantes:

1. El tiempo transcurrido desde el amasado hasta la puesta en obra no deberá ser mayor de 1 hora.
2. Debe evitarse que el hormigón se seque o pierda agua durante el transporte.
3. Si al llegar al tajo de colocación el hormigón acusa principio de fraguado, la masa se desechará en su totalidad.
4. La planta suministradora estará regulada en la fabricación del hormigón por la Norma EHE y homologada por la Asociación Nacional de Fabricantes de Hormigón Preparado.
5. El transporte de las hormigoneras al punto de colocación al punto de colocación se realizarán de forma que el hormigón no pierda compacidad ni homogeneidad.
6. El vertido del hormigón se efectuará de manera que no se produzcan disgregaciones y a una altura máxima de caída libre de 1 m, evitando desplazamientos verticales de la masa una vez vertida. Preferiblemente el hormigón debe ir dirigido mediante canaletas.
7. El hormigón en masa y moldeado, se extenderá por capas de espesor comprendido entre 15 y 30cm, vibrando el moldeado hasta hacer que refluya el agua a la superficie e intensificando el vibrado junto a los paramentos y rincones del encofrado.

8. Las soleras se hormigonarán en todo el grueso, avanzando con el hormigón al vibrarlo, pero efectuando los vertidos de forma que el recorrido sobre el encofrado no sea superior a 2 cm.
9. Las vigas de atado se hormigonarán, desde un extremo, en toda su dimensión, vertiendo las diferentes amasadas en los puntos convenientes.

Las juntas de hormigonado son las producidas al interrumpir la labor del hormigonado, en las que se precisa conseguir la adherencia de un hormigón fresco en otro endurecido. La situación de estas juntas se fijará por la Dirección de Obra, debiendo quedar la superficie del hormigón anterior cubierto con sacos húmedos para protegerlo de los agentes exteriores.

Para conseguir la adherencia del que se vierte posteriormente, se limpiará convenientemente la superficie del hormigón, rascando la lechada superficial hasta que a juicio de la Dirección quede lo suficientemente limpia. Se verterá a continuación una capa de mortero, de 2cm de espesor, de dosificación ligeramente superior a la del hormigón empleado, sobre la superficie humedecida

El hormigonado se realizará a temperaturas comprendidas entre los 0° C y los 40° C (5° C y 35° C en elementos de gran canto o de superficie muy extensa). Si fuese necesario realizar el hormigonado fuera de estos márgenes se utilizarán las precauciones que dictaminará la Dirección Técnica.

El curado del hormigón se realizará una vez endurecido el elemento lo suficiente para no producir deslavado de su superficie. Se realizará de la siguiente forma:

Durante los tres primeros días se protegerá de los rayos del sol, colocando sobre las superficies arpilleras mojadas. Todas las superficies vistas se mantendrán continuamente húmedas por lo menos durante 8 días después del hormigonado, por riego o inundación.

No se empleará para este riego tubería alguna de hierro que no sea galvanizado, extendiéndose esta prohibición a cualquier clase de tuberías que puedan disolver en el

agua sustancias nocivas para el fraguado del hormigón o su buen aspecto. Deberá utilizarse preferentemente, para este trabajo, manguera de goma. La temperatura del agua empleada en el riego no será inferior en más de 20°C a la del hormigón para evitar la producción de grietas por enfriamiento brusco. Cuando la temperatura registrada sea menor de cuatro grados bajo cero (-4 ° C) o superior a cuarenta grados (40 ° C), con hormigón fresco se procederá a realizar una investigación para ver que las propiedades del hormigón no han sufrido cambio alguno.

En función de la climatología se ha de tener en cuenta lo siguiente:

1. Actuaciones en tiempo frío: prevenir congelación.
2. Actuaciones en tiempo caluroso: prevenir agrietamientos en la masa del hormigón.
3. Actuaciones en tiempo lluvioso: prevenir lavado del hormigón.

Si fuese necesario repasar alguna superficie, los trabajos que se efectúen será por cuenta del Contratista y la hora será abonada como defectuosa, repercutiendo en el precio de encofrado y del hormigón en la cuantía que más adelante se señala.

4.3.4.1.3 Cimentaciones.

Las características de los componentes y ejecución de los hormigones serán:

La arena y la grava podrán ser de ríos, arroyos y canteras, no debiendo contener impurezas de carbón, escorias, yeso, etc. Los áridos deben de proceder de rocas inertes sin actividad sobre el cemento. Se admitirá una cantidad de arcilla inferior a la que se indica posteriormente. Las dimensiones de la grava será 2 a 6cm, no admitiéndose piedras ni bloques de mayor tamaño. En caso de hormigones armados se indicarán las dimensiones de la grava.

No se podrán utilizar ninguna clase de arena que no haya sido examinada y aprobada por el personal técnico. Se dará preferencia a la arena cuarzosa sobre la de origen calizo, siendo preferibles las arenas de superficie áspera o angulosa.

La determinación de la cantidad de arcilla se realizará de la siguiente forma: cribamos 100 cm^3 de arena con el tamiz de 5mm, los cuales se vierten en una probeta de 300 cm^3 con 150 cm^3 de agua, una vez hecho esto se agita fuertemente tapando la boca con la mano, hecho esto se dejará sedimentar durante una hora. En estas condiciones el volumen de arcilla deberá de ser superior al 8%.

La medida de las materias orgánicas se hará mezclando 100 cm^3 de arena con una solución de sosa al 3% hasta completar los 150 cm^3 ; después de 2 horas el líquido debe de quedar sin coloración o presentar como máximo un color amarillo pálido que se compara al de la solución testigo, formada por la mezcla de 97,5% de solución de sosa al 3%, 2,5% de solución de ácido tánico y 2% de alcohol de 10%.

Los ensayos de las arenas se harán sobre mortero de la siguiente dosificación: 1 parte de cemento y 3 partes de arena. Esta probeta de mortero conservada en agua durante 7 días, deberá de resistir a la tracción en la romana de Michaelis un esfuerzo comprendido entre $12\text{ y }14\text{ kg/cm}^2$. Toda la arena que sin contener materias orgánicas no resista al esfuerzo de tracción antes indicado será rechazada. El resultado de este ensayo permitirá conocer si debe de aumentarse o disminuirse la dosificación del cemento empleado.

Respecto a la grava o piedra se prohíbe el empleo de cascote y otros elementos blandos o la piedra de estructura foliácea. Se recomienda la utilización de piedra de peso específico elevado.

El cemento utilizado será cualquiera de los cementos Portland de fraguado lento admitidos en el mercado. Previa autorización de la Dirección de Obra podrán utilizarse cementos especiales que se crean convenientes.

El agua utilizada de río o de manantial a condición de que su mineralización no sea excesiva. Se prohíbe el empleo de aguas procedentes de ciénagas o muy ricas en sales carbonosas o selenitosas.

La mezcla de hormigón se efectuará en hormigonera o a mano, siendo preferible el primer método en beneficio de la compactación ulterior. En el segundo caso se hará sobre chapa de hierro de suficientes dimensiones para evitar que se mezcle con las tierras.

Además:

1. Se comprobará que el terreno de cimentación coincide con el previsto.
2. En el momento de hormigonar se procederá a la operación de limpieza y nivelación, retirando la última capa de tierras sueltas.
3. Se dejarán previstos los pasos de tuberías y mechinales. Se tendrá en cuenta la posición de las arquetas.
4. Se habrá ejecutado la capa de hormigón de limpieza y replanteado.
5. La profundidad mínima del firme tendrá en cuenta la estabilidad del suelo frente a los agentes atmosféricos.
6. Las armaduras se colocarán limpias, exentas de óxido no adherente, pintura, grasa o cualquier otra sustancia perjudicial.
7. - Durante la ejecución se evitará la actuación de cualquier carga estática o dinámica que pueda provocar daños en los elementos ya hormigonados.
8. El curado se realizará manteniendo húmeda la superficie de la cimentación mediante riego directo, que no produzca deslavado o a través de un material que sea capaz de retener la humedad.

4.3.4.2 Armaduras.

La cuantía y disposición de las armaduras de los diferentes elementos de la cimentación será la que nos dé el cálculo, y que viene reflejada en el anexo de cálculos del proyecto. Las armaduras se doblarán en frío y a velocidad moderada, por medios mecánicos, no admitiéndose aceros endurecidos por deformación en frío o sometidos a tratamientos térmicos especiales.

Las características geométricas y mecánicas de las armaduras serán las que se citan en los planos y en el anexo de cálculo correspondiente del proyecto

4.3.4.2.1 Protección de las armaduras.

Para la protección de las armaduras de cimentación, tenemos que tener en cuenta:

1. Las armaduras de las zapatas se colocarán sobre el hormigón de limpieza y separándose 10cm de los laterales del pozo de cimentación.
2. El recubrimiento de armaduras en zunchos de arriostramiento (riostros) deberá ser de 35 mm, para ello se dispondrán separadores o calzos de igual o mayor resistencia característica que el hormigón a emplear y a una distancia máxima entre ellos de 1,5m.
3. Las armaduras se colocarán limpias, exentas de óxido, grasa o cualquier otra sustancia perjudicial así como también estarán exentas de defectos superficiales, grietas ni sopladuras. Se dispondrán de acuerdo con las indicaciones del Proyecto, sujetas entre sí y al encofrado de manera que puedan experimentar movimientos durante el vertido y compactación del hormigón, y permitan a éste envolverlas sin dejar coqueras.
4. Cuando exista el peligro de que se puedan confundir unas barras con otras, se prohíbe el empleo simultáneo de aceros de características mecánicas diferentes, sin embargo se podrán utilizar, en un mismo elemento dos tipos de acero, uno para la armadura principal y otro para los estribos.
5. Las armaduras se doblarán ajustándose a los planos del Proyecto, cumpliéndose las prescripciones de la EHE.

4.3.5 TRANSPORTE Y MONTAJE ESTRUCTURA PREFABRICADA

Todo lo referente al transporte y montaje de las piezas prefabricadas que conforman la estructura de la nave industrial a realizar es explicado detalladamente en el punto **4.5** del Pliego de Condiciones del proyecto.

4.4 PLIEGO CONDICIONES SEGURIDAD/SALUD PARTICULAR

4.4.1 OBJETO DEL PRESENTE PLIEGO

Se redacta el siguiente pliego para definir las calidades y características técnicas de los materiales a utilizar en la obra en lo dispuesto en el estudio de seguridad e higiene, normativa básica de obligado cumplimiento, obligaciones del empresario, etc.

Para tal fin se estructura el pliego en los siguientes apartados:

1. Condiciones técnicas
2. Condiciones facultativas
3. Condiciones económicas

4.4.2 CONDICIONES TÉCNICAS.

En aplicación del Estudio de Seguridad e Higiene en el Trabajo, el contratista o constructor principal de la obra quedará obligado a elaborar un Plan de Seguridad e Higiene en el que analice, estudie, desarrolle y complemente en función de su propio sistema de ejecución, las obras y las previsiones contenidas en el citado estudio, dicho plan puede ser observado en el anexo **2.4.1** del proyecto.

El Plan de Seguridad e Higiene debe ser presentado antes del inicio de la obra a la Dirección Técnica encargada de su aprobación y seguimiento. Una copia de dicho plan a efectos de su conocimiento y seguimiento debe ser entregada al vigilante de seguridad, y en su defecto, a los representantes de los trabajadores del centro de trabajo, quienes podrán presentar por escrito y de forma razonada las sugerencias y alternativas que se estimen oportunas.

4.4.2.1 Vigilante de seguridad e higiene

Sus funciones serán las establecidas por la Ordenanza de Seguridad e Higiene en el Trabajo. Es el responsable del cumplimiento del Plan de Seguridad.

Todos los incumplimientos deberán ser anotados en el Libro de Incidencias, dando cuenta a la Dirección Técnica Facultativa y a los inspectores de Seguridad e Higiene en el Trabajo.

Debe ser designado por escrito y presentado a la Dirección Técnica para su aprobación antes del inicio de las obras.

4.4.2.2 Condiciones de los medios de protección

Todas las prendas de protección personal o elementos de protección colectiva, tendrán fijado un periodo de vida útil, desechándose a su término. Cuando por las circunstancias del trabajo se produzca un deterioro más rápido en una determinada prenda o equipo, se repondrá ésta, independientemente de la duración prevista o de la fecha de entrega.

Toda prenda o equipo de protección que haya sufrido un trato límite, es decir, el máximo para el que fue concebido, será desechado y repuesto al momento. De igual modo se repondrán inmediatamente aquellas prendas que por su uso hayan adquirido más holgura o tolerancias de las admitidas por el fabricante.

Todo elemento de protección personal se ajustará a las Normas de Homologación pertinentes, siempre que existan en el mercado, y si no, se tendrán en cuenta las consideraciones anteriormente aludidas. Todas las prendas homologadas deberán llevar el sello reglamentario.

Los medios de protección personal, simultáneos con los colectivos, serán de empleo obligado, siempre que se precisen para eliminar o reducir los riesgos profesionales. La protección personal, no dispensa en ningún caso de la obligación de emplear los medios preventivos de carácter general, conforme a lo dispuesto por la Ordenanza General de Seguridad e Higiene en el Trabajo.

4.4.2.3 Tareas del contratista

El contratista deberá presentar antes de su implantación en obra y posteriormente con la periodicidad exigida, los siguientes documentos:

1. Lista de personal, detallando los nombres de los trabajadores que pertenecen a su plantilla y van a desempeñar los trabajos contratados, indicando los números de afiliación a la Seguridad Social. Dicha lista debe ser soportada para el caso de Sociedades Cooperativas por la fotocopia de la matriz individual del talonario de cotización de la Mutualidad Laboral de Trabajadores Autónomos de la Industria, con la fotocopia de A-22 de alta en la Seguridad Social; o en su defecto fotocopia de la inscripción en el Libro de Matrícula para el resto de sociedades.
2. Asimismo deberá indicar posteriormente todas las altas y bajas que se produzcan de acuerdo con el procedimiento del epígrafe anterior.
3. Fotocopia de los ejemplares oficiales de los impresos de liquidación TC1 y TC2 del Instituto Nacional de la Seguridad Social, o en caso de Sociedades Cooperativas la matriz de los talones de cotización a la Mutua Laboral de los Trabajadores Autónomos de la Industria, debidamente diligenciada como abonos, correspondiente a las últimas mensualidades ingresadas en el periodo voluntario de cobro. Posteriormente dichas mensualidades se presentarán antes del día 10 de cada mes.
4. Seguro de responsabilidad civil de todos los vehículos y maquinaria que trabaje o tenga acceso directo al área de trabajo. No se permitirá el acceso al trabajo de ningún vehículo o maquinaria sin este requisito.
5. El contratista presentará copias de las pólizas de seguros mencionados.

4.4.3 CONDICIONES FACULTATIVAS

4.4.3.1 Identificación de la obra

La obra en cuestión es la ejecución de una nave industrial sin uso específico en la localidad de Vilamallà.

4.4.3.2 Identificación del redactor del Plan de Seguridad y Salud

El Plan de Seguridad y Salud que podemos observar en el anexo **2.4.1** del proyecto ha sido redactado por el coordinador de seguridad de la empresa Prefabricados Pujol, S.A (empresa constructora de la estructura) y cuyo nombre es Gabino ***** Dicho plan, tal y como en él se indica, ha sido elaborado en aplicación al estudio de seguridad y salud realizado por la empresa promotora. En caso de no existir un plan de seguridad y salud general para todas las obras a realizar, podrá utilizarse dicho plan, siendo necesario adherir en él todos los estudios de seguridad y salud realizados por cada una de las empresas contratadas para la construcción de la nave industrial.

4.4.3.3 Normativa legal de aplicación

La edificación, objeto del Plan de Seguridad y Salud, estará regulada a lo largo de su ejecución por los textos que a continuación se citan, siendo de obligado cumplimiento para las partes implicadas:

1. Ley de Prevención de Riesgos Laborales 31/1995 de 8 de Noviembre (se prestará especial atención a los puntos que se detallan).
2. Real Decreto 1627/97 de 24 de Octubre de 1997. Este Real Decreto tiene por objeto establecer la aplicación concreta de la Ley 31/1995 de Prevención de Riesgos Laborales, al sector de la construcción. Esta nueva norma deroga expresamente el Real Decreto 555/1986.

4.4.3.4 Obligaciones de las partes implicadas

El autor del encargo adoptará las medidas necesarias para que el Plan de Seguridad y Salud quede incluido como documento integrante del proyecto de ejecución de obra. Dicho Plan de Seguridad y Salud será visado en el Colegio profesional correspondiente.

Asimismo, abonará a la empresa constructora, previa certificación de la dirección facultativa, las partidas incluidas en el documento presupuesto Plan de Seguridad. Si se implantasen elementos de seguridad, no incluidos en el presupuesto, durante la

realización de la obra, estos se abonarán igualmente a la empresa constructora, previa autorización del autor del Plan de Seguridad y Salud.

El Plan de Seguridad que analice, estudie y complemente este Plan de Seguridad, contará de los mismos aparatos, así como la adopción expresa de los sistemas de producción previstos por el constructor, respetando fielmente el Pliego de Condiciones.

Dicho Plan será sellado y firmado por persona con suficiente capacidad legal. La aprobación expresa del Plan y el representante de la empresa constructora con facultades legales suficientes o por el propietario con idéntica calificación legal.

La empresa constructora cumplirá las estipulaciones preventivas del Plan de Seguridad y Salud, respondiendo solidariamente de los daños que se deriven de la infracción del mismo por su parte o de los posibles subcontratistas o empleados.

La dirección facultativa considera el Plan de Seguridad y Salud como parte integrante de la ejecución de la obra. A la Dirección Facultativa le corresponde el control y supervisión de la ejecución del Plan de Seguridad y Salud, autorizando previamente cualquier modificación de éste, dejando constancia escrita en el Libro de Incidencias.

Periódicamente, según lo pactado, se realizarán las pertinentes certificaciones del presupuesto de seguridad, poniendo en conocimiento de la propiedad y de los organismos competentes, el incumplimiento, por parte de la empresa constructora, de las medidas de seguridad contenidas en el Plan de Seguridad y Salud.

Los suministradores de medios, dispositivos, máquinas y medios auxiliares, así como los subcontratistas, entregarán al jefe de obra, delegados de prevención y dirección facultativa, las normas para montaje, desmontaje, usos y mantenimiento de los suministros y actividades; todo ello destinado a que los trabajos se ejecuten con la seguridad suficiente y cumpliendo con la normativa vigente.

Los medios de protección personal, estarán homologados por organismo competente en caso de no existir éstos en el mercado, se emplearán los más adecuados bajo criterio del Comité de Seguridad y Salud o Delegación de Prevención, con el visto bueno de la Dirección Facultativa, para la seguridad.

4.4.3.5 Servicio de prevención (Artículo 30 y 31 Ley 31/95)

1. En cumplimiento del deber de Prevención de riesgos profesionales, el empresario designará uno o varios trabajadores para ocuparse de dicha actividad, constituirá un servicio de prevención o concertará dicho servicio con una entidad especializada ajena a la empresa.
2. Los trabajadores designados deberán tener la capacidad necesaria, disponer del tiempo y de los medios precisos y ser suficientes en número, teniendo en cuenta el tamaño de la empresa, así como los riesgos a que están expuestos los trabajadores y su distribución en la misma, con el alcance que se determine en las disposiciones a que se refiere la letra e) del apartado 1 del Artículo 6 de la presente Ley. Los trabajadores a que se refiere el párrafo anterior colaborarán entre sí y, en su caso con los servicios de prevención.
3. Para la realización de la actividad de prevención, el empresario deberá facilitar a los trabajadores designados el acceso a la información y documentación a que se refieren los artículos 18 y 23 de la presente Ley.
4. Los trabajadores designados no podrán sufrir ningún perjuicio derivado de sus actividades de protección y prevención de los riesgos profesionales en la empresa. En ejercicio de esta función, dichos trabajadores gozarán, en particular, de las garantías que para los representantes de los trabajadores establecen las letras a), b) y c) del artículo 68 y el apartado 4 del artículo 56 del texto refundido de la Ley del Estatuto de los Trabajadores. Esta garantía alcanzará también a los trabajadores integrantes del servicio de prevención, cuando la empresa decida constituirlo de acuerdo con lo dispuesto en el artículo siguiente.

Los trabajadores a que se refieren los párrafos anteriores deberán guardar sigilo profesional sobre la información relativa a la empresa a la que tuvieran acceso como consecuencia del desempeño de sus funciones.

5. En las empresas de menos de 6 trabajadores, el empresario podrá asumir personalmente las funciones señaladas en el apartado 1, siempre que desarrolle de forma habitual su actividad en el centro de trabajo y tenga la capacidad necesaria, en función de los riesgos a que estén expuestos los trabajadores y la peligrosidad de las actividades con el alcance que se determine en las disposiciones a que se refiere la letra e) del apartado 1 del artículo 6 de la presente Ley.

6. El empresario que no hubiere concertado el servicio previsto por una entidad especializada ajena a la empresa deberá someter su sistema de prevención al control de una auditoria o evaluación externa, en los términos que reglamentariamente se determinen. Los servicios de prevención deberán estar en condiciones de proporcionar a la empresa el asesoramiento y apoyo que precise en función de los tipos de riesgos en ella existentes y en lo referente a:

1. El diseño, aplicación y coordinación de los planes y programas de actuación preventiva.
2. La evaluación de los factores de riesgos que pueden afectar a la seguridad y la salud de los trabajadores en los términos previstos en el artículo 16 de esta Ley.
3. La determinación de las prioridades en la adaptación de las medidas preventivas adecuadas y la vigilancia de su eficacia.
4. La información de los trabajadores.
5. La protección de los primeros auxilios y planes de emergencia.
6. La vigilancia de la salud de los trabajadores en relación con los riesgos derivados del trabajo.

4.4.3.6 Parte de accidentes y deficiencias

Respetándose cualquier modelo normalizado que pudiera ser uso normal en la práctica del contratista; los partes y deficiencias observadas recogerán como mínimo los siguientes datos con una tabulación ordenada.

- Parte de accidente:
 1. Identificación de la obra.
 2. Día, mes y año en que se ha producido el accidente.
 3. Hora de producción del accidente.
 4. Nombre del accidentado.
 5. Categoría profesional y oficio del accidentado.
 6. Domicilio del accidentado.
 7. Lugar (tajo) en que se produjo el accidente.
 8. Causas del accidente.
 9. Importancia aparente del accidente.
 10. Posible especificación sobre fallos humanos.
 11. Lugar, persona y forma de producirse la primera cura. (Médico, practicante, socorrista, personal de obra).
 12. Lugar de traslado para hospitalización.
 13. Testigos del accidente (verificación nominal y versiones).
 14. ¿Cómo se hubiera podido evitar?.
 15. Ordenes inmediatas para ejecutar.
- Parte de deficiencias:
 1. Identificación de la obra.
 2. Fecha en que se ha producido la observación.
 3. Lugar (tajo) en que se ha hecho la observación.
 4. Informe sobre la deficiencia observada.
 5. Estudio de mejora de la deficiencia en cuestión.

Los partes de deficiencia se dispondrán debidamente ordenados por fechas desde el origen de la obra hasta su terminación, y se complementarán con las observaciones hechas por el Comité de Seguridad y las normas ejecutivas dadas para subsanar las anomalías observadas.

Los partes de accidente, si los hubiere, se dispondrán de la misma forma que los partes de deficiencias.

4.4.3.7 Seguro de responsabilidad civil y todo riesgo

Será preceptivo en la obra, que los técnicos responsables dispongan de cobertura en materia de responsabilidad civil profesional; asimismo el contratista debe disponer de cobertura de responsabilidad civil en el ejercicio de su actividad industrial, cubriendo el riesgo inherente a su actividad como constructor por los daños a terceras personas de los que puede resultar responsabilidad civil extracontractual a su cargo, por hechos nacidos de culpa o negligencia; imputables al mismo a las personas de las que debe responder; se entiende que esta responsabilidad civil debe quedar ampliada al campo de la responsabilidad civil patronal.

El contratista viene obligado a la contratación de un Seguro en la modalidad de todo riesgo a la construcción durante el plazo de ejecución de la obra con ampliación a un período de mantenimiento de un año, contando a partir de la fecha de terminación definitiva de la obra.

4.4.3.8 Formación e información de los trabajadores

Todos los trabajadores tendrán conocimientos de los riesgos que conlleva su trabajo, así como de las conductas a observar y del uso de las protecciones colectivas y personales, con independencias de la formación que reciban, esta información se dará por escrito.

Se establecerán las actas de autorización del uso de las máquinas, equipos y medios; de recepción de protecciones personales; de instrucción y manejo; de mantenimiento.

Se establecerán por escrito las normas a seguir cuando se detecte una situación de riesgo, por accidente o incidente. De cualquier incidente o accidente relacionado con la seguridad y salud, se dará conocimiento fehaciente a la dirección facultativa en un plazo proporcional a la gravedad de los hechos. En el caso de accidente grave o mortal, dentro del plazo de las 24 horas siguientes.

La Dirección Facultativa por ser la redactora del Estudio de Seguridad debe dar el visto bueno al Plan de Seguridad, pudiendo rechazarlo si no lo considera ajustado a dicho Estudio, o a la legalidad vigente.

Dicha Dirección Facultativa no autorizará el inicio de la obras en tanto no esté aprobado el Plan de Seguridad y designado el Vigilante de Seguridad.

4.4.4 CONDICIONES ECONÓMICAS

Las mediciones, calidades y valoración recogidas en el presente Estudio de Seguridad e Higiene podrán ser modificadas o sustituidas por alternativas propuestas por el contratista adjudicatario en el Plan de Seguridad, siempre que ello no suponga variación del importe total.

El abono de las distintas partidas del presupuesto de Seguridad e Higiene se realizará mediante certificaciones complementarias y conjuntamente a las certificaciones de obra, de acuerdo con las cláusulas del contrato de obra, siendo responsable la Dirección Facultativa de las liquidaciones hasta su saldo final.

4.5 TRANSPORTE Y MONTAJE PIEZAS PREFABRICADAS

(Pliego condiciones técnicas generales)

4.5.1 ORDEN DE CARGA Y TRANSPORTE PIEZAS A OBRA.

Para poder realizar la obra siguiendo un sentido lógico durante el montaje se necesita hacer una orden de carga de los diferentes transportes que tienen que llegar a la obra. Así entonces, con los planos de la obra (ver punto **3.1** del proyecto) y la especificación de los pesos de los elementos estructurales, obtenidos de las fichas de fabricación que podemos observar en el apartado **3.2**, se va especificando el orden de llegada de los transportes, así como la carga que tiene que llevar cada uno.

Esta orden de carga es de vital importancia, tanto para el montaje como para la fabricación, ya que el material se va fabricando según el orden indicado, optimizando al máximo el tiempo de construcción de la nave industrial.

Para poder realizar correctamente la orden de carga para el montaje de una estructura, además de tener que respetar la carga máxima permitida para cada vehículo, se tiene que tener en cuenta diversos factores de la parcela, los cuales nos indicaran por donde “atacar” la construcción y el mejor de los procedimientos a seguir, evitando costes innecesarios debido al cambio de grúa. Los factores a tener en cuenta son:

1. Las vías de acceso de los transportes y grúas en la obra, indicándonos por donde empezar la obra para no quedar “encerrados”.
2. Separación de la construcción respecto los límites del solar. Una separación $\geq 8m$ nos permite realizar un montaje exterior de la estructura, ya que es el espacio mínimo requerido para poder trabajar con la grúa elegida en el punto **4.5.3** (ver ficha técnica en el anexo **2.5** del proyecto).
3. Distancia entre cara interior de los pilares opuestos, indicándonos la posibilidad de realizar el montaje interior, el cual se intentará evitar siempre que sea posible debido a las dificultades para la maniobrabilidad de la grúa.

Nuestra parcela en cuestión, como se puede observar en los planos de ocupación de la parcela (plano **2** del punto **3.1**), únicamente dispone de una vía de acceso, la calle Llevan, situada a la cara sur. Además, la nave industrial dispone de un acceso rodado $< 8m$ por dos de sus caras, la norte y la oeste, no permitiéndonos situar la grúa en esos laterales para realizar el montaje exterior. Finalmente cabe destacar que la separación entre las cara interior de los pilares opuestos es de 18.70m, distancia mas que suficiente para poder realizar, en caso de necesidad, montaje desde el interior de la nave.

Teniendo en cuenta las indicaciones realizadas en el párrafo anterior procedemos a definir el orden de montaje de la obra (ver **figura 4.1**):

1. Se montarán desde el interior de la nave todos los pilares de la nave industrial a excepción del pilar interior para el altillo **AP** (referencia según ejes de los planos) y los dos pilares centrales de la cara sur **AY** y **AZ** (referencia según planos apartado **3.1**), ya que de esta forma dispondremos de buen acceso para los camiones y grúas al interior de la nave. El inicio del montaje de los pilares se realizará por el eje 6.
2. Se montarán desde el interior todas las jácenas de cubierta, a excepción de las riostras de la cara sur al no estar colocados los pilares. Dicho montaje se iniciará en el eje 6, siendo necesario colocar las canales, cortafuegos y correas de cómo mínimo una de las dos vertientes de la cubierta para asegurar la estabilidad de la estructura (arriostramiento). Para no dificultar el montaje de los paneles exteriores de la fachada oeste, se colocarán las de la vertiente este.
3. Se montarán desde el interior los paneles exteriores de las fachadas norte y oeste juntamente con todas las canales y correas restantes, a excepción de las del vano 1-2 (referencia según ejes planos).
4. Desde el exterior de la nave, situando la grúa en la cara sur, se montará:

Primero: Los pilares restantes, es decir, el **AP**, **AY** y **AZ**

Segundo: El atillo y falso techo, con sus jácenas y placas de forjado

Tercero: Las riostras de la cara sur

Cuarto: Piezas restantes de cubierta, es decir, del vano 1-2 (correas, canales y cortafuegos)

5. Finalmente se procederá al montaje de la fachada sur y este desde el exterior de cada una de sus caras, ya que se dispone de distancia suficiente para situar la grúa, y a la colocación de los paneles sandwich de cubierta.

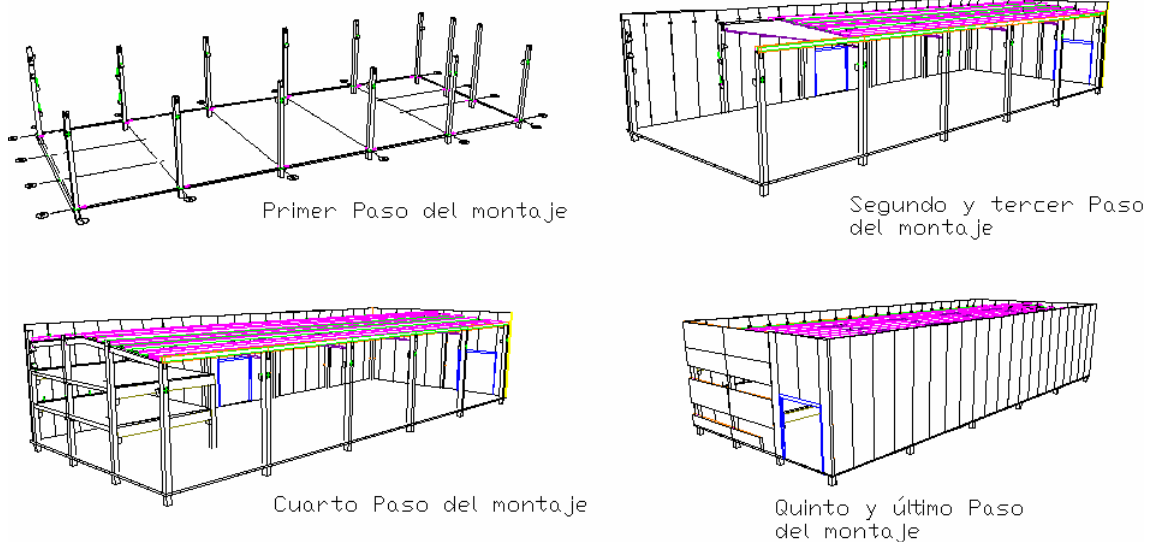


Figura 4.1. Pasos del montaje de la nave industrial

Una vez determinado el orden del montaje estamos en disposición de realizar la orden de carga de los vehículos que transportaran el material a la obra. Para observar la orden de carga realizada para nuestra nave industrial ver el anexo 2.4.2 del proyecto.

Los vehículos que intervienen en el transporte de las piezas prefabricadas a la obra son:

- **Extensible:** transporte con capacidad de carga limitada a 25500kg, utilizado para piezas de hasta 21.50m . Para piezas con una longitud >17.50m es necesario el acompañamiento de un coche piloto, según la normativa vigente (ver *figura 4.2*).
- **Trailer:** transporte con capacidad de carga limitada a 25500kg, utilizado para piezas con longitud <13.90m (ver *figura 4.2*)



Figura 4.2. Trailer (izquierda) y Extensible (Derecha)

Las piezas prefabricadas se sitúan en los transportes evitando al máximo el contacto directo entre ellas para evitar posibles golpes durante el trayecto.

4.5.2 TAREAS PREVIAS AL INICIO DEL MONTAJE.

Antes de proceder al montaje de los elementos estructurales se tienen que realizar una serie de comprobaciones para evitar retrasos inesperados en la ejecución de la obra, facilitando así el proceso de montaje y reduciendo sus costes. Las comprobaciones a tener en cuenta son las siguientes:

1. Maniobrabilidad de la maquinaria dentro de la obra y estado del terreno.

El recinto o espacio necesario para montar la obra tiene que estar limpio de runas, acopios, maquinaria o herramientas ajenas al montaje de los elementos estructurales. También tendrá que estar lo suficientemente alejado de las líneas de baja y alta tensión para evitar posibles riesgos con la electricidad, siendo necesario la descarga de la línea o su retirada en caso contrario.

El terreno, por su parte, tiene que estar nivelado y compactado para poder soportar el movimiento de los transportes de materiales y maquinaria propia del montaje, como pueden ser las grúas y plataformas elevadoras.

Como se ha indicado en el estudio geotécnico del anexo **2.1**, más concretamente en el punto **2.1.1.3.1** “Recogida de antecedentes y inspección previa superficial”, en la parcela de la construcción a realizar no se observó ninguna línea eléctrica. Además,

teniendo en cuenta los trabajos realizados en el movimiento de tierras y comentados en el punto **2.1.2.2** del mismo anexo, el estado del terreno será el óptimo para el montaje.

2. Replanteo de la cimentación.

Unos pocos días antes del inicio del montaje se tienen que comprobar y replantear los cimientos que están preparados para la colocación de los pilares.

Los cimientos de la nave tienen que estar realizados correctamente según las especificaciones del proyecto o de la persona encargada de la supervisión de la obra, respetando los intereses y los niveles de apoyo (C.A.P) de los pilares.

Las paredes laterales de los pozos tendrán que estar limpias de basura, agua... para la correcta unión del hormigón de anclaje del pilar prefabricado y la correcta colocación de las cuñas de montaje. Además, el nivel de apoyo del pilar tiene que estar completamente plano para evitar que el pilar se pueda desplomar y así poder transmitir correctamente los esfuerzos al cimiento.

En caso de existir otros niveles de importancia para el montaje, como pueden ser muros de diferentes niveles para el apoyo de paredes u otros elementos prefabricados, como las escaleras, también se tendrá que realizar las comprobaciones oportunas.

Una vez comprobados todos los niveles y marcados todos los ejes de los pilares, se comprobará que el recubrimiento del pilar sea el correcto para poder cumplir las condiciones mínimas de empotramiento. Todos los pozos tienen que tener 15cm más que las dimensiones del pilar, es decir, que para pilares de 40x40 se necesitan pozos de 55x55, obteniendo así un recubrimiento de 7.5cm por cada lateral. Si por motivos varios el cajón quedara desplazado, se aceptaría un recubrimiento mínimo de 3cm, pero en ningún caso menor, siendo necesario repicar las paredes laterales del pozo hasta obtener el recubrimiento mínimo.

Para el montaje de nuestra nave industrial supondremos que durante la realización de la cimentación no ha surgido ningún inconveniente y que todos los pozos se han

realizado exactamente siguiendo las indicaciones realizadas en este punto y en el plano “Planta general (Ref.)” del apartado **3.1** (ver plano **3**).

Hay que remarcar que para la realización de los trabajos de montaje de la estructura será necesaria la fuerza eléctrica para la conexión de algunos aparatos eléctricos como pueden ser radiales, taladros... Esta fuerza eléctrica se puede obtener mediante un grupo electrógeno o parecido, aparato que tendrá que ser facilitado por la Propiedad o la Dirección facultativa.

4.5.3 DESCARGA/ACOPIO PIEZAS EN OBRA (elección de grúa).

Para los trabajos de acopio y/o montaje de las piezas prefabricadas se utilizará una grúa con tonelaje en función del peso del material y de la distancia o radio a la cual tiene que ser desplazado (en dirección vertical y horizontal), incrementando su coste según los requisitos.

Todos los elementos prefabricados de la nave a realizar, a excepción de los pilares, se montarán siempre que sea posible directamente desde el transporte, no siendo necesario el acopio del material en la parcela y optimizando al máximo el tiempo de construcción. Esto es debido a que los elementos prefabricados están separados en el vehículo los unos con los otros y a que disponen en la parte superior de los anclajes necesarios para que la grúa los levante. Por su parte, los pilares, al ir estos situados horizontalmente en el transporte, es necesario que la grúa lo gire para situarlo en posición vertical, acción que se tiene que realizar una vez descargado el pilar del transporte al no disponer éste de ganchos superiores. Éstos últimos se depositarán desde los transportes a lugares próximos a su ubicación definitiva.

Para reducir el incremento de coste por grúa, debido a que el peso propio del material no es modificable, tenemos que intentar reducir al máximo la distancia que tiene que ser desplazado el material, por lo que siempre que el terreno y la parcela nos lo permita, situaremos los transportes y grúas lo más próximo posible a la construcción.

Observando los pasos de montaje definidos en el punto **4.5.1**, la altura de la nave industrial y el peso de cada uno de los elementos prefabricados obtenidos de las fichas

de fabricación del apartado **3.2** del proyecto, definimos los siguientes requisitos para la elección de la grúa:

1. Al poderse situar la grúa muy próxima a la construcción en cualquier de los pasos de montaje descritos, realmente no existe ningún condicionante que nos exija cumplir una distancia mínima de desplazamiento horizontal de las piezas. Sin embargo consideraremos una distancia de unos 15m, ya que dicha distancia nos permite el montaje de los pilares de las caras este y oeste desde el centro de la nave y el de dos o más jácenas peraltadas sin tener que realizar cambios en el emplazamiento de grúa, reduciendo así el tiempo de montaje y repercutiendo positivamente en el precio.
2. La distancia vertical máxima de desplazamiento de cualquier elemento prefabricado será de unos 13m, teniendo en cuenta los 10m de la altura de la nave más 3m de holgura debidos a posibles cantos de piezas como los de las jácenas peraltadas de 1.60m y a los ganchos de la grúa.
3. El peso máximo de los elementos estructurales a levantar será de aproximadamente 10 toneladas (los pilares y las jácenas peraltadas)

Teniendo en cuenta los requisitos indicados anteriormente definimos que la grúa a utilizar en el montaje de la estructura es la Liebherr 1080 LTM de la empresa “Grues Minguella” o similar (de 80 toneladas), la cual nos permite manipular piezas con un peso de 11000kg y desplazarlas a una distancia de unos 13m en vertical y de unos 15m en horizontal, tal y como se puede observar en su ficha técnica que podemos observar en el anexo **2.5** del proyecto.

Para el montaje de los elementos prefabricados, además del operario de la grúa, será necesario disponer de un equipo de montadores formado por tres personas, uno de los cuales será el encargado del equipo de montaje, según pliego condiciones de seguridad y salud particulares del punto **4.4** del presente pliego.

4.5.4 MONTAJE DE PILARES.

4.5.4.1 Herramientas necesarias

El montaje de los pilares prefabricados de hormigón es el primer paso en la construcción de una estructura prefabricada convencional. De la correcta colocación y ejecución de los pilares depende la buena marcha posterior de la resta de nuestro montaje. Todos los posibles desajustes se traducirán en problemas en los paneles exteriores, canales, estructura de cubierta...

Para que todo el conjunto tenga el terminado de la calidad deseada, se tiene que tener especial cura en el replanteo inicial de la nave, comprobación de los niveles y colocación y aplomado de los pilares.

Las herramientas necesarias para la colocación de los pilares son las siguientes:

1. Planos de la obra con las referencias de las piezas, posición de las mismas y especificaciones técnicas del montaje. Los planos de la obra se pueden observar en el apartado **3.1** del proyecto.
2. Martillo para picar las cuñas.
3. Metro y cinta métrica para realizar las comprobaciones pertinentes.
4. Rotuladores para marcar las caras del pilar en el cimiento.
5. Plomada o herramienta similar para comprobar la plomada de los pilares, es decir, que el pilar se encuentre completamente en posición vertical.
6. Bulones y espadas para descargar los pilares de los transportes al suelo.
7. Bulón de montaje para plantar el pilar, elevarlo y desplazarlo a su lugar correspondiente (ver **figura 4.3**).



Figura 4.3. Detalle bulón montaje

8. Separador de las sirgas de la grúa.
9. Cuerda para recuperar el bulón de montaje una vez montado el pilar.
10. Parpalina para desplazar, mover y aplomar el pilar.

4.5.4.2 Descarga de los pilares

Al llegar el transporte con los pilares prefabricados a la obra, el procedimiento ha realizar para la descarga de pilares es el siguiente:

1. Primero se verificará que los pilares pedidos en la orden de carga se correspondan a los transportados por el vehículo.
2. Se situará el transporte en una zona próxima al sitio donde se tienen que plantar los pilares, reduciendo así el desplazamiento de las piezas a realizar por la grúa.
3. Se colocará la grúa en un lugar correcto para poder montar el máximo de pilares, reduciendo así el tiempo de montaje y repercutiendo positivamente en el precio.
4. Finalmente se procederá a descargar los pilares mediante la grúa adecuada.

Para descargar los pilares se utilizarán los bulones y las espadas (ver **figura 4.4**), ya que los pilares vienen apilados horizontalmente en el transporte y se dejan acopiados también en horizontal en el suelo.

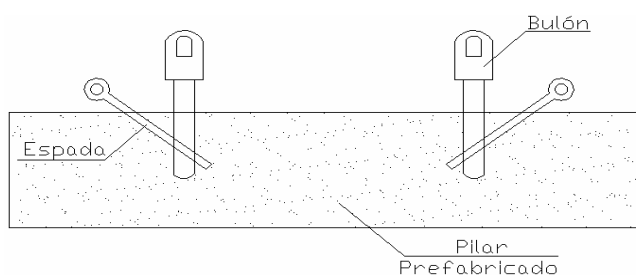


Figura 4.4. Detalle bulón descarga y espada

Se dejará cada pilar lo más próximo posible a su cimiento correspondiente, y en el caso de dejar dos o más pilares juntos, por necesidad de espacio en la obra, se vigilará de no dificultar o tapar los agujeros de montaje.

El encargado del equipo de montaje tiene que seguir los ejes marcados durante el replanteo de la estructura, basándose en ellos para marcar con rotulador las caras de los

pilares en los laterales del cimiento, y así poder encajar posteriormente el pilar en el lugar exacto. Una vez realizadas estas marcas se lanzará un hilo siguiendo las líneas de cara para tenerlo de referencia durante el montaje de los pilares.

4.5.4.3 Inicio del montaje de los pilares

Los pasos a seguir para el correcto montaje de los pilares son siempre los mismos, variando únicamente las técnicas a utilizar en función del pilar (longitud y peso) y del tipo de cimiento (pozos, anclajes mediante peikkos o soldadura).

Teniendo en cuenta que en nuestra nave industrial los pilares van empotrados en la cimentación mediante los pozos realizados, a continuación indicaremos las técnicas utilizadas en los distintos pasos del montaje de los pilares:

a) Elevación del pilar

Una vez descargados los pilares se procede a elevarlos. Este proceso se tiene que realizar mediante el bulón de montaje (ver **figura 4.5**), el diámetro del cual viene en función de la longitud y del peso del pilar.

A las sirgas de la grúa se colocará un separador de sirgas para evitar la fricción de las mismas con el cabezal del pilar, evitando de esta forma el riesgo de un posible corte con las sirgas o desperfecto en el cabezal del pilar.

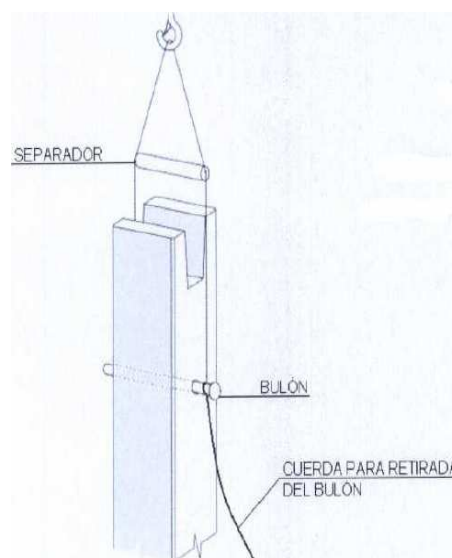


Figura 4.5. Detalle elevación pilar

Todos los pilares comprendidos entre 6 y 16 metros de longitud se pueden elevar con un solo bulón de montaje. Este bulón se colocará en los agujeros realizados en el pilar para tal efecto (ver fichas fabricación pilares del apartado **3.2**), y de la forma que se especifica en la **figura 4.5**. En un extremo de este bulón se atará una cuerda para poder recuperar fácilmente el bulón y proceder al montaje del siguiente pilar.

b) Revisión del pilar y colocación

Antes de colocar el pilar en el pozo se tiene que realizar una comprobación del pilar para situarlo en correcta orientación y posición (encajes cabezal, cartelas, accesorios...).

Realizada la comprobación ya se puede colocar el pilar en el pozo del cimiento. El pilar tiene que quedar perfectamente encajado entre las marcas que ha realizado anteriormente el encargado del equipo de montaje, por lo que se utilizará una parpalina para desplazar suavemente el pilar en el pozo.

c) Aplomado del pilar

Teniendo el pilar correctamente colocado dentro del pozo y colgado aún de la grúa se procede a aplomar el pilar utilizando una plomada o herramienta similar, la cual se sitúa a la altura de una persona (entre 1.60m y 2.10m de la cota de trabajo). La velocidad de aplomado del pilar dependerá, en gran parte, del buen estado y nivelación del cimiento.

Existen distintas técnicas para aplomar un pilar: con la grúa, con falcas, con plomada doble o simple..., siendo el encargado del montaje el encargado de elegir la técnica que encuentre más conveniente en cada caso.

En los pilares más altos de 10m se tiene que comprobar el aplomo de los pilares mediante un taquímetro, ya que la plomada no es precisa para estas longitudes pudiéndose obtener oscilaciones de 1 a 4cm. en función de la longitud del pilar.

d) Falcado.

Una vez colocado el pilar y comprobado su aplomo, se procede a falcarlo mediante la utilización de cuñas de madera. El pilar se falca con dos cuñas a cada una de las caras del pilar (ver **figura 4.6**), utilizando en caso de necesidad gruesos de madera detrás de la cuña para poder llegar al lateral del pozo.

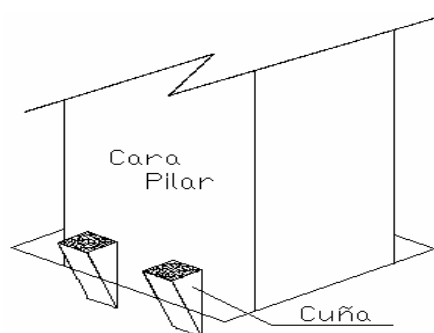


Figura 4.6. Detalle falcado pilar

El proceso consiste en picar con un martillo todas las cuñas de los laterales por igual, dejando el pilar bien fijado para evitar algún movimiento del mismo, antes y durante el hormigonado del pozo.

e) Descuelgue del pilar de la grúa y hormigonado del pozo.

Una vez el pilar está completamente fijado a la cimentación mediante las cuñas ya se puede reducir la tensión de la grúa para dejar las sirgas flojas y así extraer el bulón de montaje del pilar en posición vertical. La extracción del bulón de montaje, como ya se ha comentado, se realiza mediante la cuerda atada en unos de sus extremos.

Finalmente se procede a hormigonar el pozo del pilar mediante un hormigón sin retracción (sika o similar), el cual, una vez ya abocado, tendrá que ser picado con una barra para mejorar la homogeneidad. En ningún caso se vibrará con vibrador de aguja, ya que el vibrador podría tocar una cuña y desplomar el pilar.

Todos los pilares tienen que quedar fijados con hormigón el mismo día que son colocados, además de dejarlos en reposo un día más para poder hacerlos entrar en carga.

4.5.5 MONTAJE ESTRUCTURA CUBIERTA (jácena, correa, canal...)

4.5.5.1 Elementos estructurales de cubierta y herramientas necesarias.

El siguiente paso a seguir, después del montaje de los pilares de una nave, es el montaje de las piezas que conforman la cubierta. Estos elementos estructurales se pueden clasificar en dos grandes grupos: los principales y los secundarios

Los elementos principales de la cubierta son piezas de doble pendiente con diferentes geometrías y características en función de las luces que tienen que cubrir y de las pendientes necesarias para respetar el proyecto inicial de la nave. Por su parte, los elementos secundarios son todas aquellas piezas que terminan de formar la estructura de una cubierta.

En la nave a realizar el elemento principal de cubierta necesario para cubrir una luz próxima a 20m y con una pendiente del 10% es la jácena peraltada B-36 (ver *figura*

4.7), la cual tiene una anchura de 36cm, un canto de 1.60m y una longitud máxima de 20m para cargas no superiores a los 1125kg/ml.

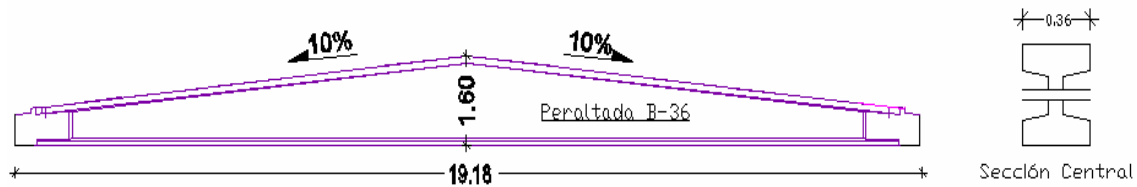


Figura 4.7. Detalle jácena peraltada B-36

Los elementos secundarios que terminan de formar la estructura de la cubierta de nuestra nave industrial son los siguientes:

- Riostras: elementos con pendientes del 10 o 12 % en función de la pendiente del elemento principal y de longitudes de 3 a 10m.
- Correas: son viguetas pretensadas de diferente canto en función de la luz a cubrir. Dicha luz puede variar desde 1m hasta los 15m.
- Cortafuegos: son elementos de un metro de longitud que se sitúan en el lateral de la cubierta cuando existe una nave colindante de altura similar o hay previsión de realizar una. Su función es evitar que el fuego pueda traspasar de una construcción a otra.
- Canales: son elementos que se sitúan en la parte inferior de la pendiente de la cubierta y que se utilizan para trasladar el agua hasta los canalones.

Las herramientas necesarias para la colocación de las piezas de cubierta son:

1. Planos de la obra con las referencias de las piezas, posición de las mismas y especificaciones técnicas del montaje. Los planos de la obra se pueden observar en el apartado 3.1 del proyecto.
2. Martillo para picar las cuñas.
3. Metro y cinta métrica para realizar las comprobaciones pertinentes.
4. Plomada o herramienta similar para comprobar la plomada de las piezas.
5. Punzón para abrir los tacos de rosca para las varillas del entrevigado.
6. Llave fija para apretar las hembras del entrevigado.

7. Cuerda para guiar las piezas una vez están suspendidas por la grúa.
8. Pata de cabra para desplazar y mover las piezas.
9. Escaleras o cestas en función de la altura a la cual se realice el trabajo
10. Tractel para aplomar las jácenas de cubierta

4.5.5.2 Inicio del montaje de la cubierta.

El primer paso a realizar una vez llegan las piezas de cubierta a la obra, al igual que para la descarga de los pilares, es el de verificar que los elementos pedidos en la orden de carga se correspondan a los transportados por el vehículo.

Realizada dicha tarea se inicia el montaje con la colocación de la grúa en el lugar más óptimo para poner la máxima cantidad de piezas sin variar su emplazamiento.

La principal característica del montaje de las piezas de hasta 25m es que se pueden montar con una única grúa. Se tiene que tener en cuenta, por lo tanto, que el vehículo que transporta las piezas tiene que estar situado en un lugar en el cual la grúa, sin necesidad de variar su emplazamiento, pueda acceder a él y a la posición final donde tienen que ser colocados los elementos de cubierta.

4.5.5.3 Pasos en el montaje de las jácenas de cubierta.

Los pasos a seguir para el correcto montaje de las jácenas de cubierta son los siguientes:

a) Colocación de la seguridad y elevación

Antes de levantar las jácenas de cubierta para ser situadas en su lugar correspondiente, el equipo de montaje tendrá que colocar los elementos de seguridad pertinentes. Dichos elementos están conformados por unos tubos de seguridad en los que se ata una línea de vida, es decir, una cuerda donde los montadores se pueden asegurar con el arnés y así desplazarse por la parte superior de la jácena sin peligro (ver *figura 4.8*).



Figura 4.8. Seguridad en cubierta

Después de colocar los elementos de seguridad se procede a enganchar la pieza a las sirgas de la grúa, las cuales estarán homologadas para resistir su peso. Un extremo de la sirga quedará sujeto al gancho de la grúa y en el otro extremo se colocará un grillete de seguridad para cogerlo al gancho de izado que hay en la jácena destinado para dicho efecto (ver **figura 4.9**).

Una vez realizado dicho paso, se procede a elevar la pieza para llevarla a su posición definitiva. Cuando ésta se empieza a levantar, uno de los tres operarios ata una cuerda en uno de los extremos de la jácena para poder dirigirla y colocarla en el sentido correcto. Mediante esta cuerda también evitaremos que la pieza vaya descontrolada causando posibles golpes a otros elementos de la obra.

b) Colocación y fijación de la primera pieza

Mientras la jácena se empieza a levantar, los otros dos operarios del equipo de montaje acceden a la altura del encaje preparado para situar la pieza mediante:

1. Escaleras si la altura es inferior a los 3m
2. Escaleras sujetas mediante alguna fijación en algún elemento estructural para alturas comprendidas entre los 3 y los 7 metros.
3. Con plataformas elevadoras para alturas superiores a los 7m, teniendo que estar el terreno limpio y compactado para su libre circulación.

En nuestra nave a realizar, al tener esta una altura de 10.01m sobre la rasante, será necesario utilizar plataformas elevadoras que nos permitan acceder a dicha altura. Las plataformas utilizadas en la construcción de dicha nave serán las plataformas de pluma articulada HA 15 IP de la empresa “HAULOTTE” o similar, pudiendo observar la ficha técnica en el anexo **2.5** del presente proyecto.

Una vez los dos operarios han accedido a la altura requerida, ponen los neoprenos en la base del encaje (en caso de que sea necesario), dirigen la maniobra de la grúa y sitúan la pieza en el lugar correspondiente usando una pata de cabra para provocar

pequeños desplazamientos (ver *figura 4.9*). Cuando es obligatorio cumplir la normativa sísmica en la construcción, como sucede en nuestra nave a realizar, también se tendrá que fijar el accesorio para sismo existente en el cabezal del pilar con la jácena (ver fichas técnicas de los accesorios para el sismo en el anexo 2.5 del proyecto)

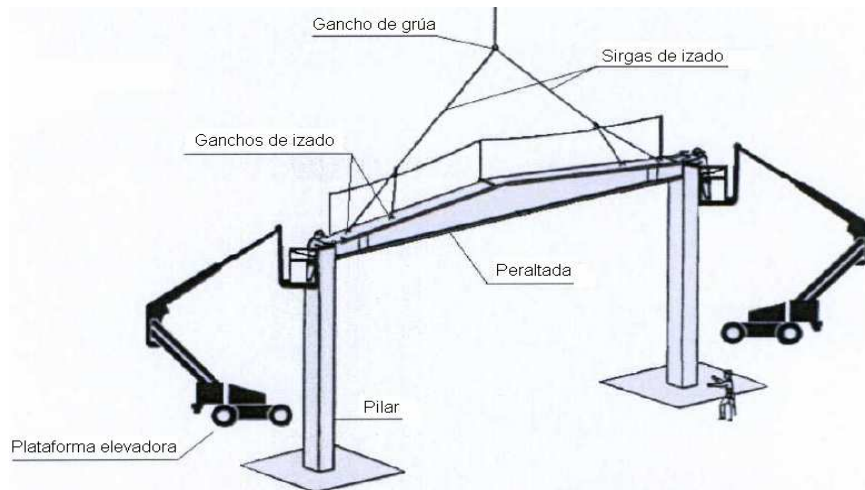


Figura 4.9. Detalle montaje peraltada B-36

En el caso del montaje de las jácenas de cubierta, después de dejar que se apoyen en el encaje del pilar, se fijan a él mediante unas falcas, evitando el posible desplazamiento lateral que se pueda producir. Una vez realizado el aplomo de las piezas será necesario macizar dicho encaje por cuestiones de seguridad.

c) Aplomado de las jácenas de cubierta.

El proceso de aplomado de cualquier pieza es lo que nos determina el correcto comportamiento de la estructura, respetando las midas y los apoyos.

Para poder aplomar una jácena de cubierta uno de los operarios tiene que acceder a la parte central de la misma y desde allí comprobar la plomada en el ánima de la pieza. Gracias a la línea de seguridad colocada anteriormente, el operario puede acceder al carené evitando cualquier riesgo de caída.

Existen distintas formas para rectificar la plomada de una jácena de cubierta, pudiendo destacar dos según la longitud del elemento estructural:

1. Con cuñas: utilizadas normalmente en piezas menores a 14m (riostras), ya que con la fuerza que realiza el estriado de las cuñas con las que se fija la pieza hay suficiente. Estribando más un lado que otro, la pieza va rectificando la plomada.
2. Con tracteles: utilizado en piezas que superan los 14m y sobretodo a partir de 20m (peraltadas B-36). Se necesitan dos tracteles para poder aplomar una pieza, uno para cada lado de la misma. Primero se ata uno de los extremos del tractel al gancho que lleva la pieza en el carené (que está destinado para tal efecto), mientras que el otro extremo es necesario anclarlo en algún elemento lo suficientemente resistente, como puede ser un pilar, la pata de la grúa... (ver **figura 4.10**). El aplomado de la pieza se consigue tensionando cada uno de los tracteles hasta conseguir la posición deseada.

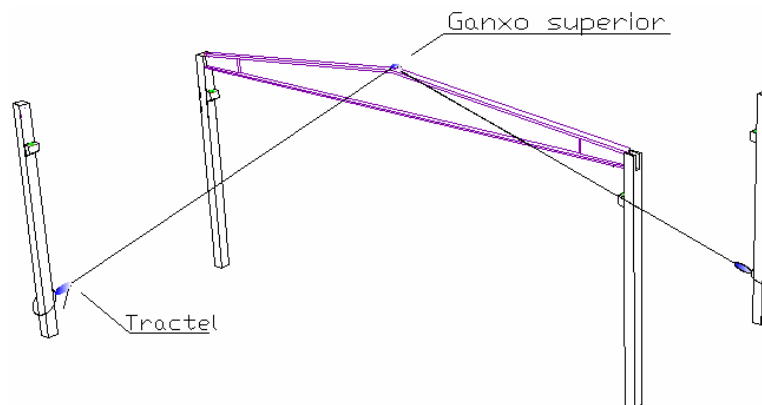


Figura 4.10. Detalle aplomado con tractel

d) Colocación de la segunda pieza

Únicamente cuando la primera pieza está montada, fijada y aplomada, se pueden desenganchar las sirgas que se han utilizado en el montaje para proseguir a la elevación de la segunda jácena.

Hay que tener en cuenta que los elementos de seguridad colocados en cada una de las jácenas de cubierta se tienen que mantener hasta que se realice el repartimiento de

las correas, así seguiremos manteniendo el nivel de seguridad necesaria para evitar posibles caídas de los operarios.

4.5.5.4 Pasos en el montaje de las correas.

Los pasos a seguir para el correcto montaje de las correas son los siguientes:

a) Elevación de las correas.

Tenemos que tener en cuenta que entre jácenas tenemos que colocar las correas que nos permitirán posteriormente anclar los paneles sandwich de cubierta. Las correas que se colocan son vigas de hormigón pretensado y para su elevación se utilizará una grúa, la cual, mediante cadenas homologadas, las colocará encima de las jácenas de cubierta.

El proceso consiste en que uno de los tres operarios del equipo de montaje ata con las cadenas un “paquete” de vigas, enganchando en una de las cadenas una cuerda para dirigirlo. Atadas las vigas y la cuerda a las cadenas ya se puede empezar a elevar el “paquete” de vigas para llevarlo encima de la jácena.

b) Repartimiento de las correas

Las correas, que llegan en “paquetes” encima de las jácenas de cubierta, se tienen que repartir y colocar en la posición que se especifica en los planos del proyecto.

La labor de repartir las vigas se realiza mediante unas pinzas especiales, diferentes para cada canto de viga y sujetadas en las mismas cadenas con las que se ha elevado el “paquete”. El proceso consiste en repartir una a una todas las vigas, trabajo que realizan dos operarios situados encima de la jácenas y sujetados a la línea de vida con los arneses de seguridad (ver *figura 4.11*).

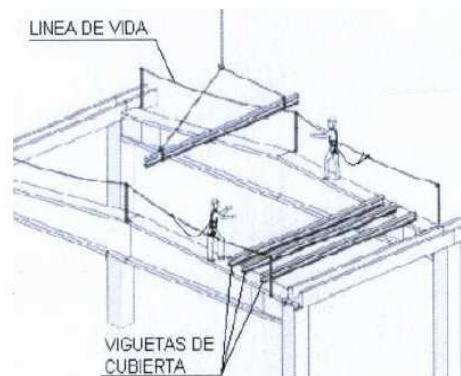


Figura 4.11. Repartimiento de correas

c) Entrevigado

Una vez repartidas todas las correas el siguiente paso a realizar es el de entrevigarlas, o dicho de otro manera, fijarlas en la jácena de cubierta. Esta operación se realiza manualmente con unos accesorios especiales y distintos para cada tipo de viga llamados “juegos de entrevigar”, los cuales aseguran la estabilidad del conjunto (ver *figura 4.12*), pudiéndose observar su ficha técnica el anexo 2.5.

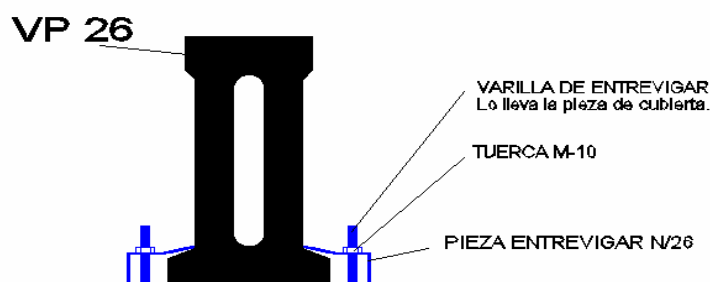


Figura 4.12. Detalle juego entrevigar para viga canto 26cm

4.5.5.5 Colocación del resto de piezas cubierta (canales y cortafuegos)

El resto de piezas de cubierta, es decir, las canales y las cortafuegos, se montarán siguiendo los pasos de montaje de las jácenas de cubierta, teniendo en cuenta que no se tendrá que colocar los elementos de seguridad, al no disponer de ellos, ni comprobar su aplomo, ya que la correcta colocación de los pilares y de las jácenas de cubierta nos asegura un correcto comportamiento de dichas piezas.

4.5.6 MONTAJE PIEZAS DE FORJADO (jácenas y placas alveolares)

Una vez realizada la verificación de los elementos estructurales transportados por los vehículos y situada la grúa en un lugar adecuado para no tener que variar su emplazamiento en el montaje, se procede al montaje de la estructura del forjado.

El primer paso a realizar es el montaje de las jácenas de forjado, el cual es muy similar al indicado para las canales y cortafuegos de cubierta con la diferencia que las jácenas disponen de dos agujeros en cada uno de sus extremos, conocidos con el nombre de “vainas”. Dichos agujero nos permiten una correcta unión entre la jácena y el

pilar al poder introducir en ellos las barras de acero preparadas en las ménsulas o en el cabezal de los pilares (ver *figura 4.13*).

Una vez introducidas las barras de acero en las vainas se tiene que llenar el conjunto con hormigón sin retracción (sika) evitando así cualquier posible movimiento de la jácena al colocar las placas de forjado. Dicha operación será realizada por los mismos trabajadores de la empresa constructora.

Colocadas las jácenas, se procede al montaje de las placas de forjado, las cuales disponen de dos anillas en cada extremo para poder ser elevadas mediante las sirgas de izado de la grúa. Para dicho

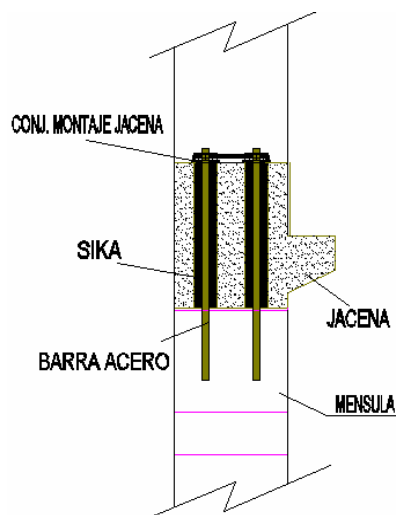


Figura 4.13. Montaje jácenas

montaje no será necesaria la colocación de líneas de vida, ya que los operarios se aseguraran, mediante un arnés de doble cuerda que evita el riesgo de caídas a distinto nivel, a las anillas de las placas montadas, tal y como podemos ver en la *figura 4.14*.

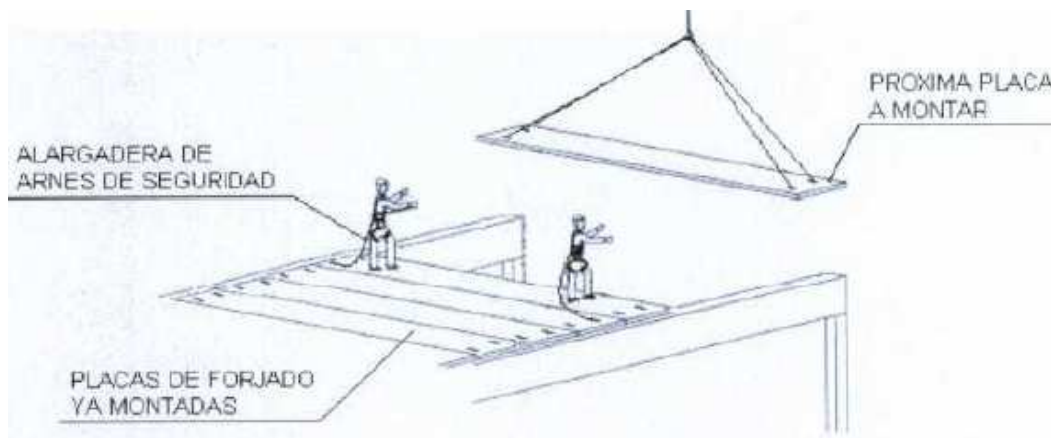


Figura 4.14. Montaje de las placas de forjado

4.5.7 MONTAJE CERRAMIENTO EXTERIOR (paredes y premarcos).

4.5.7.1 Piezas de fachada y herramientas necesarias.

El siguiente paso a seguir, después del montaje de la estructura de cubierta y de forjado de una nave, es el montaje de los elementos que conforman el cerramiento de la

misma. Estas piezas son de diferentes geometrías y características en función del tipo de acabado y de la calidad del mismo que se desea.

Las piezas de cerramiento que podemos encontrar en la nave a realizar son:

1. *Pared vertical de 20 (grueso)*: de altura variable hasta 10.41m y de una anchura máxima de 2.4m. Todos los paneles exteriores verticales tienen un acabado liso gris, a excepción de los de la fachada principal (cara sur), el acabado de los cuales es árido visto “Segre”
2. *Pared horizontal de 20 (grueso)*: de altura variable hasta 2.40m y anchura máxima de 6.80m. El acabado de dichos paneles es el árido visto “Segre”.
3. *Premarcos metálicos*

Las herramientas necesarias para la colocación de las piezas de fachada son:

1. Planos de la obra con las referencias de las piezas, posición de las mismas y especificaciones técnicas del montaje. Los planos de la obra se pueden observar en el capítulo **3.1** del proyecto.
2. Metro y cinta métrica para realizar las comprobaciones pertinentes.
3. Plomada o herramienta similar para comprobar la plomada de las paredes.
4. Parpalina para desplazar y mover las paredes.
5. Chapas metálicas para absorber pequeñas diferencias de niveles en el apoyo de las paredes.
6. Escaleras o cestas en función de la altura a la cual se realice el trabajo

4.5.7.2 Inicio del montaje del cerramiento.

El primer paso a realizar una vez llegan las piezas de fachada a la obra, al igual que para todos los elementos prefabricados, es el de verificar que los elementos pedidos en la orden de carga se correspondan a los transportados por el vehículo.

Los apoyos de las paredes y de los premarcos metálicos tienen que estar realizados correctamente según las especificaciones del proyecto o de la persona encargada de la supervisión de la obra, por lo que antes de proceder al montaje se tendrá que comprobar

su correcta nivelación, siempre que dicha tarea no se haya realizado anteriormente en el replanteo de la cimentación.

4.5.7.3 Pasos en el montaje de las paredes exteriores.

Los pasos a seguir para el correcto montaje de las paredes son en todos los casos los mismos, variando únicamente las técnicas a seguir en función del tipo de pared (longitud y peso) y de su colocación (horizontal o vertical).

Teniendo en cuenta que en nuestra nave industrial existen paneles verticales y horizontales, a continuación indicaremos las técnicas utilizadas en los distintos pasos de montaje de las paredes exteriores:

4.5.7.3.1 Montaje de paredes verticales.

a) Elevación

Al estar situadas las paredes verticales horizontalmente en el transporte, para poder elevarlas se necesitará de una grúa de doble cablestante (ver **figura 4.15**) o en su defecto dos grúas, una de las cuales hará la retención de la pared al girarla en posición vertical.

El transporte se ubica perpendicularmente al eje de la grúa para facilitar de esta forma la maniobra que tiene que realizar.

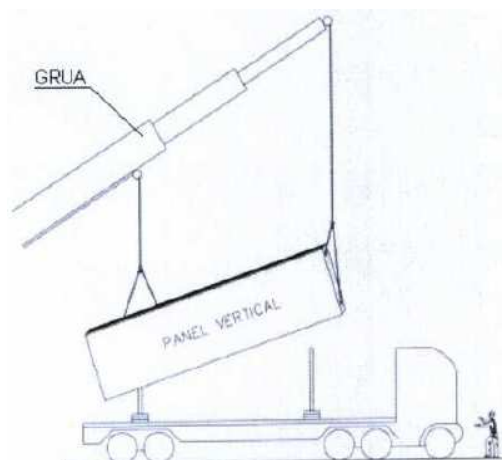


Figura 4.15. Elevación panel vertical

b) Revisión de la pared

Antes de colocar la pared en su sitio correspondiente, se tendrá que realizar una comprobación de la misma para colocarla en la posición correcta, teniendo en cuenta los encajes para bajantes, accesorios, aperturas....

c) *Colocación y aplomado*

Realizada la comprobación, ya se puede colocar la pared en su lugar. Un operario se situará con la plataforma o atado a la línea de vida de las jácenas de cubierta en la parte superior de donde tiene que ir situado el panel, mientras que un segundo operario permanecerá en el suelo, en la base del apoyo.

Utilizando una parpalina para mover la pared, ésta se situará en su posición correcta, siendo el operario que se encuentra en la parte inferior de la pieza el encargado de colocar las chapas metálicas necesarias para absorber las diferencias en el nivel de apoyo y así asegurar un correcto comportamiento de la pared al disponer de un apoyo completamente plano.

Es muy importante comprobar la plomada de cada uno de los paneles para conseguir una correcta alineación de las fachadas exteriores. Para dicha tarea se utilizará una plomada o un taquímetro, dependiendo de la altura de la pared, y se realizará siempre cuando aún se encuentra colgada de la grúa.

Hay que tener en cuenta que será necesario realizar el montaje de los premarcos metálicos antes de poder colocar los paneles que apoyan encima de su dintel (ver punto **4.5.7.4** “Montaje de los premarcos metálicos” de este pliego.)

d) *Fijación de la pared*

Una vez la pared está colocada correctamente y aplomada se procede a la fijación de la misma al elemento prefabricado correspondiente mediante el accesorio indicado para tal efecto, el cual es introducido en una guía de aluminio situada en la pared, llamada halfen, y anclado mediante un tornillo a la pieza resistente.

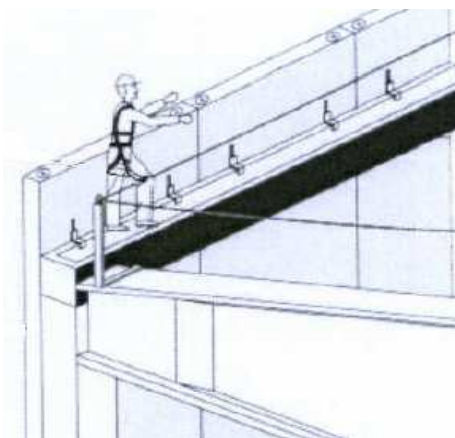


Figura 4.16. Fijación panel vertical

Los paneles verticales de la nave industrial a realizar van fijados por su parte superior a las canales o jácenas de cubierta mediante unos accesorios llamados “juegos canal-pared” y “juegos riostra-pared” respectivamente (ver ficha técnica de los accesorios en el anexo 2.5 del presente proyecto), siendo el operario situado en lo alto del panel el encargado de fijarlos (ver *figura 4.16*).

En la parte inferior los paneles únicamente irán apoyados a la riostra de cimentación, sin estar fijados a ningún elemento estructural, ya que al realizar el pavimento de la nave, estos ya quedarán correctamente sujetos (ver *figura 4.17*)

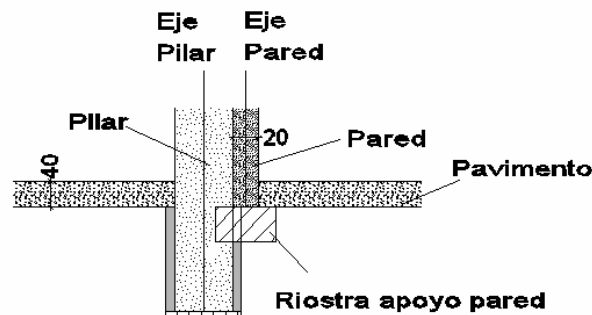


Figura 4.17. Detalle sujeción panel con el pavimento de la nave

En los paneles verticales de más de 8m que dispongan de un pilar en su parte posterior, también es conveniente fijarlo a él mediante uno o dos juegos riostra-pared en la zona central del panel, evitando así posibles deformaciones del panel (barrigas) y consiguiendo una correcta alineación de las fachadas.

e) Descuelgue de las paredes

Finalmente, una vez la pared está correctamente fijada a los elementos prefabricados correspondientes, ya se podrá desenganchar la grúa para proceder al montaje del siguiente panel vertical exterior, quedando unidos unos con otros debido al machambrado.

4.5.7.3.2 Montaje de paredes horizontales.

a) Elevación

La elevación de los paneles exteriores horizontal se realiza exactamente igual al indicado para las jácnas de cubierta, es decir, mediante el enganche de uno de los extremos de las sirgas al gancho de la grúa, colocándose en el otro extremo un grillete de seguridad para cogerlo al gancho de izado que hay en el panel para dicho efecto.

En caso de tratarse de paneles horizontales muy anchos (superiores a 10m) también será necesario que uno de los tres operarios ate una cuerda en uno de los extremos de la pared para poder dirigirla y colocarla en sentido correcto.

b) Revisión de la pared

Antes de colocar la pared en su sitio correspondiente, se tendrá que realizar una comprobación de la misma para colocarla en la posición correcta, teniendo en cuenta los encajes para bajantes, accesorios, aperturas....

c) Colocación y aplomado

Realizada la comprobación, ya se puede colocar la pared en su lugar. Para realizar dicha tarea se requiere que dos de los montadores accedan, mediante escaleras manuales o plataformas, a la altura donde se tiene que sujetar el panel horizontal, situándose cada uno de ellos en uno de los extremos de la pared.

Utilizando una parpalina para mover la pared y dando las indicaciones pertinentes al operario de la grúa, ésta se situará en su posición correcta, es decir, en el lugar que coincidan los elementos de sujeción del panel horizontal con los dispuestos en los elementos prefabricados a los que se tiene que fijar.

En el caso en que el panel horizontal no vaya colgado del elemento estructural sino apoyado a la riostra de cimentación, uno de los montadores tendrá que colocar las chapas metálicas necesarias para absorber las diferencias en el nivel de apoyo.

Es muy importante comprobar la plomada de cada uno de los paneles para conseguir una correcta alineación de las fachadas exteriores. Para dicha tarea se utilizará una plomada y se realizará siempre cuando aún se encuentra colgada de la grúa.

d) Fijación de la pared

Una vez la pared está colocada correctamente y aplomada, se procede a la fijación de la misma al elemento prefabricado correspondiente mediante el accesorio indicado para tal efecto.

Los paneles horizontales de la nave industrial a realizar disponen principalmente de tres tipos de accesorios para poder ser fijados a los pilares de la estructura:

1. *Poliestirolo o mensole*: Accesorio utilizado en los paneles horizontales colgados para que el pilar pueda soportar el peso de la pared. Su funcionamiento es muy simple ya que únicamente se tiene que introducir dicho elemento en los huecos preparados en las piezas para dicho efecto, tal y como podemos observar en la **figura 4.18**. El elemento introducido en el pilar durante el proceso de fabricación y que nos permite dejar el hueco para introducir el poliestirolo se denomina scatola. Se coloca un poliestirolo en la parte inferior de cada uno de los extremos de la pared, siendo el montador que se encuentra en dicho extremo el encargado de fijarlo. Dependiendo del peso del panel, existen poliestirolos que pueden soportar 5 o 10 toneladas.

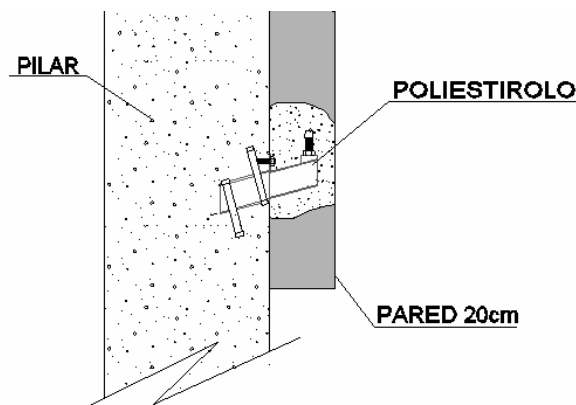


Figura 4.18. Detalle poliestirolo para sujeción panel

2. Cajones o cazoletas: Accesorios situados en la parte superior del panel que, mediante un conjunto tornillo vite-pared, evitan que el panel se vuelque al fijarlo con el halfen (guía de aluminio) dispuesto en el pilar. Se necesitará dos cajones, uno para cada extremo de la pared.

En el caso de no existir un pilar en la parte superior del panel, como por ejemplo en los de la hilera superior de la fachada, se evitará el vuelque mediante un juego piastra-pared, el cual es fijado a los halfenes situados en la pared y en cabezal del pilar a una distancia máxima de 0.50m del extremo superior del panel.

3. Juego riostra-pared: Accesorio que se colocará a cada uno de los extremos de la pared, fijado a los halfenes dispuestos para tal efecto, y que nos asegurará la correcta sujeción del panel al pilar al ser anclado a éste último.

En paredes horizontales colgadas este accesorio se situará a muy poca distancia por encima del poliestirolo, ya que así evitamos que éste se pueda salir del hueco del pilar o de la pared

En paredes horizontales mayores a 8 metros, siempre que sea posible, se utilizarán también uno o más juegos riostra-pared en la parte central del panel para sujetarlo a algún elemento estructural que se encuentra en su cara interior de la nave, como pueden ser jácnas de forjado o placas, evitando así posibles deformaciones (barrigas) y consiguiendo una correcta alineación de las fachadas.

Para más información sobre los accesorios y conjuntos de sujeción de los paneles horizontales observar sus fichas técnicas del anexo **2.5** del proyecto.

e) Descuelgue de las paredes

Finalmente, una vez la pared está correctamente fijada a los elementos prefabricados correspondientes, ya se podrá desenganchar la grúa para proceder al

montaje del siguiente panel horizontal exterior, quedando unidos unos con otros debido al machambrado.

4.5.7.4 Montaje de los premarcos metálicos.

Los premarcos metálicos utilizados en la construcción de la nave industrial están formados por dos fundas montantes de chapa doblada, las cuales van directamente encajadas a los paneles colindantes y fijados a la riostra de cimentación, y por un dintel conformado por un perfil metálico HEA-240 cubierto por una chapa metálica, la función del cual es el de resistir el peso de los paneles que apoyan sobre él.

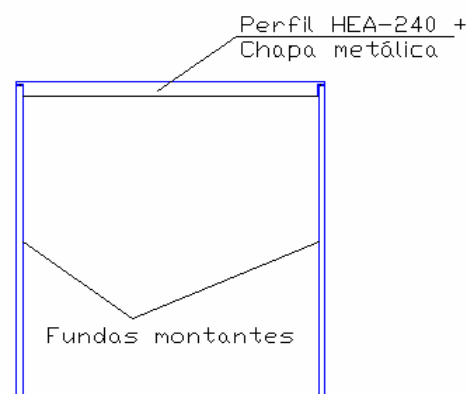


Figura 4.19. Detalle premarco metálico

El primer paso en el montaje de los premarcos metálicos es el colocar las dos fundas montantes de chapa doblada, levantando posteriormente el dintel del premarco con la grúa para anclarlo mediante tuercas a las fundas correctamente fijadas a los paneles colindantes y a la riostra de cimentación.

4.5.8 FINALIZACIÓN MONTAJE

En el penúltimo día de montaje el encargado del equipo realizará un repaso general de la obra, teniendo especial cura en la correcta finalización de la estructura así como de los pequeños desperfectos ocasionados a los elementos durante el montaje. Dicho repaso es muy importante para tener previstas las actuaciones puntuales a realizar el último día del montaje, evitando un posible alargamiento del mismo.

Es conveniente también realizar un repaso de la posición de las correas de cubierta, sobretodo de las que tienen que soportar una canal de chapa, así como de la terminación de las mismas en los tramos frontales, ya que se evitaran dificultades en el montaje de las chapas de cubierta.

4.5.8.1 Reparaciones de la estructura

Los diferentes golpes, manchas... existentes en las piezas y derivadas por el propio montaje pero que son de mínima importancia estructural, son anotadas por el encargado del equipo para poder realizar una valoración de las reparaciones que se tienen que realizar en la estructura prefabricada de hormigón.

Mediante estas anotaciones y realizado el estudio para realizar dichas reparaciones, se procede a activar la tasca de los reparadores, formado por un grupo de profesionales en el campo que actuarán según sea conveniente en cada caso y que correrán a cargo de la empresa constructora.

4.5.8.2 Sellado

El sellado de las juntas exteriores se realiza en todas las uniones de los paneles una vez se ha terminado tanto el montaje como las reparaciones de los elementos prefabricados, y se utiliza una masilla de poliuretano monocomponente para juntas “Sikaflex-Construction” o similar que cura con la humedad ambiental (ver ficha técnica en el anexo 2.5 del proyecto).

Su función es la de aislar el interior de la nave del exterior, evitando posibles filtraciones de agua y ofreciendo un mejor grado de confort térmico/acústico en la nave.

4.5.8.3 Montaje de la cubierta y realización del pavimento industrial

Una vez ya construida la estructura prefabricada se procede al montaje de la cubierta y a la realización del pavimento industrial siguiendo las indicaciones realizadas en los puntos 1.4.1.1 y 1.3.6 respectivamente y el conjunto de pliegos indicados en los apartados anteriores, en lo que al hormigón y la seguridad se refiere.

5.- ESTADO DE MEDICIONES

MOVIMIENTO DE TIERRAS

Descripción	Uds.	Long.	Anchura	Altura	Parciales	Medición
DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO (m^2)						
Desbroce y limpieza del terreno por medios mecánicos.						
	2,00	61,00	31,00		3.782,00	
						3.782,00
COMPACTACIÓN DE LAS TIERRAS (m^2)						
Compactación de las tierras por medios mecánicos, en terrenos limpiados superficialmente.						
	1,00	61,00	31,00		1.891,00	
						1.891,00
EXCAVACIÓN DE LOS POZOS EN TERRENO (m^3)						
Excavación de pozos, por medios mecánicos, en terrenos compactados y extracción de tierras en parcela.						
Pozo punto sondeo (S-1)	4,00	3,25	3,25	2,10	88,73	
Pozo punto sondeo (S-2)	5,00	3,25	3,25	1,85	97,70	
Pozo punto sondeo (S-3)	4,00	3,25	3,25	1,85	78,16	
Pozo punto sondeo (S-4)	4,00	3,25	3,25	1,45	61,26	
						325,85
EXCAVACIÓN DE LAS ZANJAS EN TERRENO (m^3)						
Excavación de zanjas, por medios mecánicos, en terrenos compactados y extracción de tierras en parcela.						
Viga atado 1	8,00	6,75	0,40	0,55	11,88	
Viga atado 2	2,00	5,95	0,40	0,55	2,62	
Viga atado 3	4,00	3,15	0,40	0,55	2,77	
Viga atado 4	1,00	4,75	0,40	0,55	1,05	
Viga atado 5	1,00	1,55	0,40	0,55	0,34	
						18,66
TRANSPORTE DE TIERRAS AL VERTEDERO (m^3)						
Transporte de tierras al vertedero a una distancia comprendida entre 10 y 20 km.						
Desbroce terreno	2,00	61,00	31,00	0,20	756,40	
Excavación pozos	1,00	3,25	3,25	30,85	325,85	
Excavación zanjas	1,00	84,80	0,40	0,55	18,66	
Reutilización tierras	1,00	30,00	30,00	-0,40	-360,00	
						740,91

CIMENTACIÓN Y SOLERA

Descripción	Uds.	Long.	Anchura	Altura	Parciales	Medición
-------------	------	-------	---------	--------	-----------	----------

HORMIGÓN DE LIMPIEZA O NIVELACIÓN (m^3)

Hormigón de limpieza (20 N/mm²) elaborado en obra para nivelado de fondos de cimentación, vertido por medios manuales, vibrado y colocado.

Pozo punto sondeo (S-1)	4,00	3,25	3,25	0,70	29,58	
Pozo punto sondeo (S-2)	5,00	3,25	3,25	0,45	23,77	
Pozo punto sondeo (S-3)	4,00	3,25	3,25	0,45	19,01	
Pozo punto sondeo (S-4)	4,00	3,25	3,25	0,05	2,11	
Viga de atado	1,00	84,80	0,40	0,05	1,70	
						76,17

HORMIGÓN ARMADO PARA ZAPATAS (m^3)

Hormigón armado HA-25 (N/mm²) con tamaño máximo del árido de 40mm, elaborado en central, con armadura B-500 S, vertido por medio de camión-bomba, vibrado y colocado.

Zapata para pilares	17,00	3,25	3,25	1,40	251,39	
Hueco pilar 40x40	8,00	0,55	0,55	-0,80	-1,94	
Hueco pilar 40x50	9,00	0,65	0,55	-0,80	-2,57	
						246,88

HORMIGÓN ARMADO PARA ZANJAS (m^3)

Hormigón armado HA-25 (N/mm²) con tamaño máximo del árido de 40mm, elaborado en central, con armadura B-500 S, vertido por medio de camión-bomba, vibrado y colocado.

Viga atado 1	8,00	6,75	0,40	0,50	10,8	
Viga atado 2	2,00	5,95	0,40	0,50	2,38	
Viga atado 3	4,00	3,15	0,40	0,50	2,52	
Viga atado 4	1,00	4,75	0,40	0,50	0,95	
Viga atado 5	1,00	1,55	0,40	0,50	0,31	
						16,96

SOLERA DE HORMIGÓN ARMADO (m^2)

Solera de 20cm. de espesor, realizada con hormigón HA-25 (N/mm²) con tamaño máximo del árido 40mm, elaborado en central, vertido, colocado y armado, con mallazo electrosoldado 150*150*6 mm, realización de juntas, aserrado de las mismas y fratasado.

1,00	49,60	19,60		972,16	
					972,16

CUBIERTA

Descripción	Uds.	Long.	Anchura	Altura	Parciales	Medición
CUBIERTA DE PANEL SÁNDWICH (m^2)						
Cubierta completa formada por panel de 30mm de espesor total conformado con doble chapa de acero de 0,4mm de espesor, lacado al exterior y galvanizado el interior, con relleno intermedio de espuma de poliuretano; panel anclado a la estructura mediante tornillos autorroscantes; tapajuntas, remates, piezas especiales de cualquier tipo, medios auxiliares y lucernarios incluidos.						
	1,00	49,60	19,60		972,16	
						972,16
FORRO PARA PILARES (ud.)						
Forro prelacado para cabezal de pilar macizo o con bayoneta, de rápida colocación al ir únicamente encajado.						
	4,00				4,00	
						4,00

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Descripción	Uds.	Long.	Anchura	Altura	Parciales	Medición
PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-24/26 (ml) .						
Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.						
Pilar 40x40 F-24/26	1,00	10,50			10,50	
	1,00	10,34			10,34	
						20,84
PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-25/29 1C (ml) .						
Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con una cartela, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.						
Pilar 40x40 F-25/29 1C	3,00	9,81			29,43	
						29,43
PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-39 1C (ml) .						
Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con una cartela, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.						
Pilar 40x40 F-39 1C	1,00	6,54			6,54	
						6,54
PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-31 H2C (ml) .						
Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con dos cartelas y scatolas para sujeción paneles horizontales, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.						
Pilar 40x40 F-31 H2C	1,00	10,71			10,71	
						10,71
PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-26 H4C (ml) .						
Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con cuatro cartelas y scatolas para sujeción paneles horizontales, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.						
Pilar 40x40 F-26 H4C	1,00	10,71			10,71	
						10,71

Descripción	Uds.	Long.	Anchura	Altura	Parciales	Medición
PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-41 1C (ml) .						
Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con una cartela, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.						
Pilar 40x50 F-41 1C	1,00	9,81			9,81	9,81
PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-53 1C (ml) .						
Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con una cartela, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.						
Pilar 40x50 F-53 1C	6,00	9,81			58,86	58,86
PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-58 3C (ml) .						
Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con tres cartelas, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.						
Pilar 40x50 F-58 3C	1,00	9,81			9,81	9,81
PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-28 H5C (ml) .						
Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con cinco cartelas y scatolas para sujeción paneles horizontales, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.						
Pilar 40x50 F-28 H5C	1,00	10,71			10,71	10,71
JÁCENAS INTERIORES DE CUBIERTA (ml) .						
Jácena peraltada "B-36" prefabricada de hormigón (HA-30), armada con acero (B-500 S), canto central de 1.60m, pendiente 10%, transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección.						
Peraltada "B-36"	4,00	19.08			76.32	76,32
JÁCENAS FRONTALES EN "V" DE CUBIERTA (ml) .						
Jácena riostra central prefabricada de hormigón (HA-30), armada con acero (B-500 S), de canto 50cm, pendiente 10%, transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección.						
Riostra frontal en "V"	1,00	6.38			6.38	11,16
	1,00	4,78			4.78	

Descripción	Uds.	Long.	Anchura	Altura	Parciales	Medición
JÁCENAS FRONTALES DE CUBIERTA (ml).						
Jácena riostra frontal prefabricada de hormigón (HA-40), armada con acero (B-500 S), de canto 50cm, transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección.						
Riostra frontal	1,00	6,11			6,11	
	2,00	6,41			12,82	
	1,00	8,02			8,02	
						26,95
JÁCENAS DE FORJADO 40x75 ARMADAS (ml).						
Jácena forjado tipo "L", prefabricada con hormigón (HA-40), con acero (B-500 S), transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección, llenado vainas con SIKA y armadura de atado.						
Thalasa "L" 40x75 A	1,00	9,18			9,18	
						9,18
JÁCENAS DE FORJADO 40x75 PRETENSADA (ml).						
Jácena forjado tipo "L", prefabricada con hormigón (HP-50), transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección, llenado vainas con SIKA y armadura de atado.						
Thalasa "L" 40x75 P	1,00	8,76			8,76	
						8,76
JÁCENAS DE FORJADO 50x75 ARMADAS (ml).						
Jácena forjado tipo "L", prefabricada con hormigón (HA-40), con acero (B-500 S), transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección, llenado vainas con SIKA y armadura de atado.						
Thalasa "L" 50x75 A	1,00	8,76			8,76	
						8,76
JÁCENAS DE FORJADO 50x75 PRETENSADA (ml).						
Jácena forjado tipo "L", prefabricada con hormigón (HP-50), transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección, llenado vainas con SIKA y armadura de atado.						
Thalasa "L" 50x75 P	1,00	8,76			8,76	
						8,76
CABEZAS DE CANAL DE HORMIGÓN (ud.).						
Accesorio de canal situado en los frontales de la cubierta, realizado con hormigón (HA-40), armado con acero (B-500 S), ancho 40cm, longitud 19cm, montado en pilar. Incluye precio medios de protección.						
Cabeza canal 19cm	3,00				3,00	
						3,00

Descripción	Uds.	Long.	Anchura	Altura	Parciales	Medición
CANALES DE HORMIGÓN (ml).						
Canal sin impermeabilizar pretensada, prefabricada con hormigón (HP-40), ancho de 40cm, transportada y montada. Incluye precio medios de protección y sujeción accesorios sismo.						
Canal ancho 40cm	8,00	9,99			79,92	
	1,00	9,19			9,19	
	1,00	8,98			8,98	
						98,09
CORREAS DE CUBIERTA (ml).						
Viga tubular ligera pretensada, prefabricada con hormigón (HP-42.5/P/10), canto 26cm, transportada, repartida y sujeta a las jácenas mediante accesorios. Incluye precio medios de protección.						
Correa canto 26cm	11,00	10,18			111,98	
	33,00	9,98			329,34	
	11,00	9,38			103,18	
						544,50
CORTAFUEGOS DE HORMIGÓN (ml).						
Placa aligerada pretensada, prefabricada con hormigón (HP-40), canto 26cm, ancho 120cm, transportada y montada. Incluye precio medios de protección y sujeción accesorios sismo.						
Cortafuegos canto 26cm	1,00	10,19			10,19	
	3,00	9,98			29,94	
	1,00	9,39			9,39	
						49,52

PIEZAS FACHADA

Descripción	Uds.	Long.	Anchura	Altura	Parciales	Medición
-------------	------	-------	---------	--------	-----------	----------

PANELES VERTICALES DE FACHADA ACABADO EN GRIS (m^2).

Panel vertical prefabricado de hormigón (HA-35), aligerado con porex, armado con acero (B-500 S), 20cm de grueso, acabado liso gris, transportado, montado y sujeto a la estructura. Incluye precios medios de protección, accesorios de montaje y sellado juntas exteriores.

Pared vertical gris	41,00		2,40	10,41	1024,34	
	4,00		2,40	4,80	46,08	
	4,00		2,00	10,41	83,28	
	2,00		1,60	10,41	33,31	
						1187,01

PANELES VERTICALES DE FACHADA ACABADO EN ÁRIDO (m^2).

Panel vertical prefabricado de hormigón (HA-35), aligerado con porex, armado con acero (B-500 S), 20cm de grueso, acabado árido visto "Segre", transportado, montado y sujeto a la estructura. Incluye precios medios de protección, accesorios de montaje y sellado juntas exteriores.

Pared vertical "Segre"	2,00		2,40	4,80	23,04	
	2,00		1,00	10,41	20,82	
						43,86

PANELES HORIZONTALES DE FACHADA ACABADO EN ÁRIDO (m^2).

Panel horizontal prefabricado de hormigón (HA-35), aligerado con porex, armado con acero (B-500 S), 20cm de grueso, acabado árido visto "Segre", transportado, montado y sujeto a la estructura. Incluye precios medios de protección, accesorios de montaje y sellado juntas exteriores.

Pared horizontal "Segre"	2,00		6,79	2,40	32,60	
	2,00		6,39	2,40	30,67	
	1,00		6,79	1,80	12,22	
	1,00		6,39	1,80	11,50	
	1,00		11,19	1,41	15,78	
						102,77

PREMARCOS METÁLICOS AUTORRESISTENTES (ud.).

Premarco metálico autorresistente, formado por dos fundas montantes de chapa doblada y un perfil metálico HEA-240 + chapa de protección; montado y anclado en cimentación. Incluye precios medios de protección, tuercas de unión (16x60) y transporte a la obra.

Premarco anchura 4.80m	3,00				3,00	
						3,00

FORJADO

Descripción	Uds.	Long.	Anchura	Altura	Parciales	Medición
-------------	------	-------	---------	--------	-----------	----------

PLACAS DE FORJADO ALVEOLARES (m^2).

Placa alveolar pretensada, prefabricada con hormigón (HP-30/S/10), canto 30cm, transportada y apoyada en las jácenas y angulares. Incluye precios medios de protección y accesorios montaje.

Placa alveolar e=30cm	14,00	12,28	1,20		206,30	
	2,00	5,98	0,45		5,38	
	2,00	5,88	0,45		5,29	
	2,00	12,28	0,75		18,42	
						235,39

CAPA COMPRESIÓN DE HORMIGÓN ARMADO (m^2)

Capa de 5cm. de espesor, realizada con hormigón HA-25 (N/mm²) con tamaño máximo del árido 40mm, elaborado en central, vertido, colocado y armado, con mallazo electrosoldado 200*300*5 mm, realización de juntas, aserrado de las mismas y fratasado.

	1,00	13,2	9,60		126,72	
						126,72

6.- PRESUPUESTO

ÍNDICE DEL PRESUPUESTO

<i>6.1 Cuadro de unitarios.....</i>	<i>474</i>
<i>6.2 Cuadro de descompuestos.....</i>	<i>477</i>
<i>6.3 Cuadro de parciales.....</i>	<i>491</i>
<i>6.4 Presupuesto general.....</i>	<i>500</i>

6.1 CUADRO DE UNITARIOS

MANO DE OBRA

Uds.	Descripción	Precio €
Hr	Peón ordinario	11,95
Hr	Cuadrilla (Oficial 1ª + ayudante)	25,70
Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25

MAQUINARIA Y SEGURIDAD

Hr	Retroexcavadora media	45,22
Hr	Compactadora vibrante	38,05
Hr	Camión basculante 10 Tn	34,03
Hr	Grúa montaje 80 T	168,75
Hr	Plataforma elevadora 10m	29,00
Ud	Trailer 25,5 T (por viaje)	325,00
Ud	Camión extensible 25,5 T (por viaje)	522,00
m ²	Redes horizontales	1,13
ml	Redes perimetrales	10,28

ÁRIDOS, CONGLOMERADOS, ACEROS Y VARIOS

m ³	Hormigón H-20/40 elaborado en obra	83,64
m ³	Hormigón HA-25 elaborado en central (camión bomba)	93,77
m ³	Hormigón HA-25 elaborado en central	74,08
m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción	155,16
Kg	Acero corrugado B-500 S	0,94
m ²	Mallazo electrosoldado 15x15 d=6	2,25
m ²	Mallazo electrosoldado 20x30 d=5	1,95
m ²	Subbase granular e=15cm	3,14
m ²	Lámina PVC + capa nivelación arena	3,86

PIEZAS PREFABRICADAS HORMIGÓN Y ACCESORIOS

Uds.	Descripción	Precio €
<i>ml</i>	Pilar prefabricado 40x40 F-24/26	117,03
<i>ml</i>	Pilar prefabricado 40x40 F-25/29 1C	128,39
<i>ml</i>	Pilar prefabricado 40x40 F-39 1C	152,16
<i>ml</i>	Pilar prefabricado 40x40 F-31 H2C	146,39
<i>ml</i>	Pilar prefabricado 40x40 F-26 H4C	147,33
<i>ml</i>	Pilar prefabricado 40x50 F-41 1C	165,84
<i>ml</i>	Pilar prefabricado 40x50 F-53 1C	194,36
<i>ml</i>	Pilar prefabricado 40x50 F-58 3C	216,80
<i>ml</i>	Pilar prefabricado 40x50 F-28 H5C	151,31
<i>ml</i>	Jácena peraltada armada "B-36"	114,61
<i>ml</i>	Riostra frontal canto 50 "V"	85,73
<i>ml</i>	Riostra frontal canto 50	77,93
<i>ml</i>	Jácena Thalasa "L" 40x75 armada	267,50
<i>ml</i>	Jácena Thalasa "L" 40x75 pretensada	339,96
<i>ml</i>	Jácena Thalasa "L" 50x75 armada	270,84
<i>ml</i>	Jácena Thalasa "L" 50x75 pretensada	359,43
Ud	Cabeza canal 19cm, ancho 40cm	13,68
<i>ml</i>	Canal hormigón H-40-P sin impermeabilizar	100,70
<i>ml</i>	Viga tubular pretensada canto 26cm	13,26
<i>m²</i>	Placa hormigón cortafuegos 26.4	57,19
<i>m²</i>	Panel vertical liso gris e=20cm	55,88
<i>m²</i>	Panel vertical árido visto "Segre" e=20cm	65,56
<i>m²</i>	Panel horizontal árido visto "Segre" e=20cm	72,32
<i>m²</i>	Placa hormigón alveolar 30.7	68,70
Ud	Accesorio sismo	44,00
Ud	Pletina P17 (200x400x8)	75,94
Ud	Pletina P5 (200x300x8)	70,25

Uds.	Descripción	Precio €
Ud	Pletina PN1 (300x400x15)	101,26
Ud	Juego entrevigar N/26 para correas	1,97

OTROS PRECIOS

m^2	Panel sándwich lacado/galvanizado 30mm	22,01
m^2	Lucernario policarbonato	54,18
ml	Canalón galvanizado para canal hormigón	21,23
ml	Remate de cumbrera	18,56
ml	Remate vierteaguas prelacado	11,24
ml	Remate coronación paneles prelacado	12,64
ml	Paramento interior prelacado (Peto)	13,39
Ud	Tornillo autorroscante 6,3x120mm	0,17
Ud	Forro pilar prelacado	20,56
Ud	Premarco metálico autorresistente 4.80m	1.190,00

6.2 CUADRO DE DESCOMPUESTOS

MOVIMIENTO DE TIERRAS

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO (m^2)				
Desbroce y limpieza del terreno por medios mecánicos.				
0,010	Hr	Retroexcavadora media (pala cargadora)	45,22	0,45
0,010	Hr	Peón ordinario	11,95	0,12
0,005	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	0,02
TOTAL PARTIDA.....				0,59
COMPACTACIÓN DE LAS TIERRAS (m^2)				
Compactación de las tierras por medios mecánicos, en terrenos limpiados superficialmente.				
0,050	Hr	Compactadora vibrante	38,05	1,90
0,030	Hr	Peón ordinario	11,95	0,36
0,023	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	0,07
TOTAL PARTIDA.....				2,33
EXCAVACIÓN DE LOS POZOS EN TERRENO (m^3)				
Excavación de pozos, por medios mecánicos, en terrenos compactados y extracción de tierras en parcela.				
0,220	Hr	Retroexcavadora media	45,22	9,95
0,280	Hr	Peón ordinario	11,95	3,35
0,133	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	0,40
TOTAL PARTIDA.....				13,70
EXCAVACIÓN DE LAS ZANJAS EN TERRENO (m^3)				
Excavación de zanjas, por medios mecánicos, en terrenos compactados y extracción de tierras en parcela.				
0,112	Hr	Retroexcavadora media	45,22	5,06
0,240	Hr	Peón ordinario	11,95	2,87
0,079	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	0,24
TOTAL PARTIDA.....				8,17
TRANSPORTE DE TIERRAS AL VERTEDERO (m^3)				
Transporte de tierras al vertedero a una distancia comprendida entre 10 y 20 km.				
0,100	Hr	Camión basculante 10 Tn	34,03	3,40
0,034	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	0,10
TOTAL PARTIDA.....				3,50

CIMENTACIÓ I SOLERA

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
----------	------	-------------	--------	-----------

HORMIGÓN DE LIMPIEZA O NIVELACIÓN (m^3)

Hormigón de limpieza (20 N/mm²) elaborado en obra para nivelado de fondos de cimentación, vertido por medios manuales, vibrado y colocado.

1,000	m^3	Hormigón H-20/40 elaborado en obra	83,64	83,64
0,600	Hr	Peón ordinario	11,95	7,17
0,908	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	2,72
TOTAL PARTIDA.....				93,53

HORMIGÓN ARMADO PARA ZAPATAS (m^3)

Hormigón armado HA-25 (N/mm²) con tamaño máximo del árido de 40mm, elaborado en central, con armadura B-500 S, vertido por medio de camión-bomba, vibrado y colocado.

1,000	m^3	Hormigón HA-25 elaborado en central	93,77	93,77
15,00	Kg	Acero corrugado B-500 S	0,94	14,10
1,079	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	3,24
TOTAL PARTIDA.....				111,11

HORMIGÓN ARMADO PARA ZANJAS (m^3)

Hormigón armado HA-25 (N/mm²) con tamaño máximo del árido de 40mm, elaborado en central, con armadura B-500 S, vertido por medio de camión-bomba, vibrado y colocado.

1,000	m^3	Hormigón HA-25 elaborado en central	93,77	93,77
125,00	Kg	Acero corrugado B-500 S	0,94	117,50
2,113	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	6,34
TOTAL PARTIDA.....				217,61

SOLERA DE HORMIGÓN ARMADO (m^2)

Solera de 20cm. de espesor, realizada con hormigón HA-25 (N/mm²) con tamaño máximo del árido 40mm, elaborado en central, vertido, colocado y armado, con mallazo electrosoldado 150*150*6 mm, realización de juntas, aserrado de las mismas y fratasado.

0,200	m^3	Hormigón HA-25 elaborado en central	74,08	14,82
1,000	m^2	Mallazo electrosoldado 15x15 d=6	2,25	2,25
1,000	m^2	Subbase granular e=15cm	3,14	3,14
1,005	m^2	Lámina PVC + capa nivelación arena	3,86	3,88
0,200	Hr	Cuadrilla (Oficial 1ª + ayudante)	25,70	5,14
0,292	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	0,88
TOTAL PARTIDA.....				30,11

CUBIERTA

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
----------	------	-------------	--------	-----------

CUBIERTA DE PANEL SÁNDWICH (m^2)

Cubierta completa formada por panel de 30mm de espesor total conformado con doble chapa de acero de 0,4mm de espesor, lacado al exterior y galvanizado el interior, con relleno intermedio de espuma de poliuretano; panel anclado a la estructura mediante tornillos autorroscantes; tapajuntas, remates, piezas especiales de cualquier tipo, medios auxiliares y lucernarios incluidos.

0,900	m^2	Panel sándwich lacado/galvanizado 30mm	22,01	19,81
0,100	m^2	Lucernario de policarbonato	54,18	5,42
2,500	Ud	Tornillo autorroscante 6,3x120 mm	0,17	0,43
0,100	ml	Canalón galvanizado para canal hormigón	21,23	2,12
0,050	ml	Remate de cumbrera	18,56	0,93
0,041	ml	Remate vierteaguas prelacado	11,24	0,46
0,140	ml	Remate coronación paneles prelacado	12,64	1,77
1,000	m^2	Redes horizontales	1,13	1,13
0,032	ml	Redes perimetrales	10,28	0,33
0,138	ml	Paramento interior prelacado (Peto)	13,39	1,85
0,150	Hr	Cuadrilla (Oficial 1ª + ayudante)	25,70	3,85
0,381	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	1,14
TOTAL PARTIDA.....				39,24

FORRO PARA PILARES ($ud.$)

Forro prelacado para cabezal de pilar macizo o con bayoneta, de rápida colocación al ir únicamente encajado.

1,000	Ud	Forro para pilar prelacado	20,56	20,56
0,015	Hr	Peón ordinario	11,95	0,18
0,207	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	0,62
TOTAL PARTIDA.....				21,36

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
----------	------	-------------	--------	-----------

PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-24/26 (ml / ud)

Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.

1,000	ml	Pilar prefabricado 40x40 F-24/26	117,03	117,03
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				117,03

0,950	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	160,31
0,950	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	38,24
0,235	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	76,37
0,114	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para pozo	155,16	17,69
1,000	Ud	Accesorio sismo en cabezal	44,00	44,00
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				336,61

PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-25/29 1C (ml / ud) .

Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con una cartela, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.

1,000	ml	Pilar prefabricado 40x40 F-25/29 1C	128,39	128,39
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				128,39

0,950	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	160,31
0,950	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	38,24
0,235	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	76,37
0,114	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para pozo	155,16	17,69
1,000	Ud	Accesorio sismo en cabezal	44,00	44,00
1,000	Ud	Pletina P17 (200x400x8) embebida en cartela	75,94	70,25
0,666	Ud	Pletina PN1 (300x400x15) embebida en pilar	101,26	67,44
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				479,99

PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-39 1C (ml / ud) .

Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con una cartela, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.

1,000	ml	Pilar prefabricado 40x40 F-39 1C	152,16	152,16
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				152,16

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
0,950	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	160,31
0,950	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	38,24
0,235	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	76,37
0,114	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para pozo	155,16	17,69
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				292,61

PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-31 H2C (ml / ud) .

Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con dos cartelas y scatolas para sujeción paneles horizontales, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.

1,000	ml	Pilar prefabricado 40x40 F-31 H2C	146,39	146,39
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				146,39
0,950	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	160,31
0,950	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	38,24
0,235	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	76,37
0,114	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para pozo	155,16	17,69
1,000	Ud	Accesorio sismo en cabezal	44,00	44,00
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				336,61

PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-26 H4C (ml / ud) .

Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con cuatro cartelas y scatolas para sujeción paneles horizontales, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.

1,000	ml	Pilar prefabricado 40x40 F-26 H4C	147,33	147,33
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				147,33
0,950	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	160,31
0,950	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	38,24
0,235	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	76,37
0,114	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para pozo	155,16	17,69
1,000	Ud	Accesorio sismo en cabezal	44,00	44,00
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				336,61

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
----------	------	-------------	--------	-----------

PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-41 1C (ml / ud) .

Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con una cartela, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.

1,000	ml	Pilar prefabricado 40x50 F-41 1C	165,84	165,84
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				165,84
0,950	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	160,31
0,950	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	38,24
0,235	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	76,37
0,126	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para pozo	155,16	19,55
1,000	Ud	Accesorio sismo en cabezal	44,00	44,00
1,000	Ud	Pletina P5 (200x300x8) embebida en cartela	70,25	70,25
1,000	Ud	Pletina PN1 (300x400x15) embebida en pilar	101,26	101,26
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				509,98

PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-53 1C (ml / ud) .

Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con una cartela, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.

1,000	ml	Pilar prefabricado 40x50 F-53 1C	194,36	194,36
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				194,36
0,950	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	160,31
0,950	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	38,24
0,235	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	76,37
0,126	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para pozo	155,16	19,55
1,000	Ud	Accesorio sismo en cabezal	44,00	44,00
1,000	Ud	Pletina P5 (200x300x8) embebida en cartela	70,25	70,25
0,500	Ud	Pletina PN1 (300x400x15) embebida en pilar	101,26	50,63
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				459,35

PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-58 3C (ml / ud) .

Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con tres cartelas, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.

1,000	ml	Pilar prefabricado 40x50 F-58 3C	216,80	216,80
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				216,80

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
0,950	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	160,31
0,950	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	38,24
0,235	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	76,37
0,126	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para pozo	155,16	19,55
1,000	Ud	Accesorio sismo en cabezal	44,00	44,00
1,000	Ud	Pletina P5 (200x300x8) embebida en cartela	70,25	70,25
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				408,72

PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-28 H5C (ml / ud) .

Pilar prefabricado de hormigón (HA-40) armado con acero (B-500 S), con cinco cartelas y scatolas para sujeción paneles horizontales, transportado, aplomado y empotrado en la cimentación. Incluye precios medios de protección.

1,000	ml	Pilar prefabricado 40x50 F-28 H5C	151,31	151,31
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				151,31

0,950	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	160,31
0,950	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	38,24
0,235	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	76,37
0,126	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para pozo	155,16	19,55
1,000	Ud	Accesorio sismo en cabezal	44,00	44,00
1,000	Ud	Pletina P5 (200x300x8) embebida en cartela	70,25	70,25
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				408,72

JÁCENAS INTERIORES DE CUBIERTA (ml / ud) .

Jácena peraltada "B-36" prefabricada de hormigón (HA-30), armada con acero (B-500 S), canto central de 1.60m, pendiente 10%, transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección.

1,000	ml	Jácena peraltada armada "B-36"	114,61	114,61
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				114,61

0,500	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	84,37
0,500	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	20,12
0,260	Ud	Transporte con extensible 25,5 T	522,00	135,72
1,000	Ud	Accesorio sismo para cortafuegos	44,00	44,00
0,500	Hr	Plataforma elevadora de 10m (2 ud.)	58,00	29,00
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				313,21

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
----------	------	-------------	--------	-----------

JÁCENAS FRONTALES EN “V” DE CUBIERTA (ml / ud) .

Jácena riostra central prefabricada de hormigón (HA-30), armada con acero (B-500 S), de canto 50cm, pendiente 10%, transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección.

1,000	ml	Riostra frontal canto 50 “V”	85,73	85,73
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				85,73
0,400	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	67,50
0,400	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	16,10
0,180	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	58,50
0,400	Hr	Plataforma elevadora de 10m (2 ud.)	58,00	23,20
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				165,30

JÁCENAS FRONTALES DE CUBIERTA (ml / ud) .

Jácena riostra frontal prefabricada de hormigón (HA-40), armada con acero (B-500 S), de canto 50cm, transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección.

1,000	ml	Riostra frontal canto 50	77,93	77,93
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				77,93
0,400	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	67,50
0,400	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	16,10
0,150	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	48,75
0,400	Hr	Plataforma elevadora de 10m (2 ud.)	58,00	23,20
0,500	Ud	Accesorio sismo para cortafuegos	44,00	22,00
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				177,55

JÁCENAS DE FORJADO 40x75 ARMADAS (ml / ud) .

Jácena forjado tipo “L”, prefabricada con hormigón (HA-40), con acero (B-500 S), transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección, llenado vainas con SIKa y armadura de atado.

1,000	ml	Jácena Thalasa “L” 40x75 armada	267,50	267,50
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				267,50

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
0,500	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	84,37
0,500	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	20,12
0,325	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	105,62
0,500	Hr	Plataforma elevadora de 10m (2 ud.)	58,00	29,00
0,019	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para vainas	155,16	2,95
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				242,06

JÁCENAS DE FORJADO 40x75 PRETENSADA (ml / ud) .

Jácena forjado tipo “L”, prefabricada con hormigón (HP-50), transportada, montada y sujeta al pilar.

Incluye precio medios de protección, llenado vainas con SIKA y armadura de atado.

1,000	ml	Jácena Thalasa “L” 40x75 pretensada	339,96	339,96
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				339,96

0,500	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	84,37
0,500	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	20,12
0,325	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	105,62
0,500	Hr	Plataforma elevadora de 10m (2 ud.)	58,00	29,00
0,019	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para vainas	155,16	2,95
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				242,06

JÁCENAS DE FORJADO 50x75 ARMADAS (ml / ud) .

Jácena forjado tipo “L”, prefabricada con hormigón (HA-40), con acero (B-500 S), transportada, montada y sujeta al pilar. Incluye precio medios de protección, llenado vainas con SIKA y armadura de atado.

1,000	ml	Jácena Thalasa “L” 50x75 armada	270,84	270,84
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				270,84

0,500	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	84,37
0,500	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	20,12
0,325	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	105,62
0,500	Hr	Plataforma elevadora de 10m (2 ud.)	58,00	29,00
0,019	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para vainas	155,16	2,95
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				242,06

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
----------	------	-------------	--------	-----------

JÁCENAS DE FORJADO 50x75 PRETENSADA (ml / ud).

Jácena forjado tipo "L", prefabricada con hormigón (HP-50), transportada, montada y sujeta al pilar.

Incluye precio medios de protección, llenado vainas con SIKA y armadura de atado.

1,000	ml	Jácena Thalasa "L" 50x75 pretensada	359,43	359,43
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				359,43
0,500	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	84,37
0,500	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	20,12
0,325	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	105,62
0,500	Hr	Plataforma elevadora de 10m (2 ud.)	58,00	29,00
0,019	m ³	Hormigón HM-25/P/20 sin retracción para vainas	155,16	2,95
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				242,06

CABEZAS DE CANAL DE HORMIGÓN (ud.).

Accesorio de canal situado en los frontales de la cubierta, realizado con hormigón (HA-40), armado con acero (B-500 S), ancho 40cm, longitud 19cm, montado en pilar. Incluye precio medios de protección.

1,000	Ud	Cabeza canal 19cm, ancho 40cm.	13,68	13,68
0,015	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	0,60
0,015	Hr	Plataforma elevadora de 10m (1 ud.)	29,00	0,43
TOTAL PARTIDA.....				14,71

CANALES DE HORMIGÓN (ml / ud).

Canal sin impermeabilizar pretensada, prefabricada con hormigón (HP-40), ancho de 40cm, transportada y montada. Incluye precio medios de protección y sujeción accesorios sismo.

1,000	ml	Canal hormigón H-40-P sin impermeabilizar	100,70	100,70
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				100,70
0,290	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	48,94
0,290	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	11,67
0,100	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	32,50
0,290	Hr	Plataforma elevadora de 10m (2 ud.)	58,00	16,82
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				109,93

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
----------	------	-------------	--------	-----------

CORREAS DE CUBIERTA (ml / ud) .

Viga tubular ligera pretensada, prefabricada con hormigón (HP-42.5/P/10), canto 26cm, transportada, repartida y sujeta a las jácenas mediante accesorios. Incluye precio medios de protección.

1,000	ml	Viga tubular pretensada canto 26cm	13,26	13,26
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				13,26
0,002	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	0,34
0,060	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	2,41
0,021	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	6,82
2,400	Ud	Juego entrevigar N/26 para sujeción en jácena	1,97	4,73
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				14,30

CORTAFUEGOS DE HORMIGÓN (ml / ud) .

Placa aligerada pretensada, prefabricada con hormigón (HP-40), canto 26cm, ancho 120cm, transportada y montada. Incluye precio medios de protección y sujeción accesorios sismo.

1,000	ml	Placa hormigón cortafuegos 26.4	57,19	57,19
TOTAL PARTIDA (por ml.).....				57,19
0,290	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	48,94
0,290	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	11,67
0,200	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	65,00
0,290	Hr	Plataforma elevadora de 10m (2 ud.)	58,00	16,82
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				142,43

PIEZAS FACHADA

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
----------	------	-------------	--------	-----------

PANELES VERTICALES DE FACHADA ACABADO EN GRIS (m^2 / ud).

Panel vertical prefabricado de hormigón (HA-35), aligerado con porex, armado con acero (B-500 S), 20cm de grueso, acabado liso gris, transportado, montado y sujeto a la estructura. Incluye precios medios de protección, accesorios de montaje y sellado juntas exteriores.

1,000	m^2	Panel vertical liso gris e=20cm	55,88	55,88
TOTAL PARTIDA (por m^2).....				55,88
0,460	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	77,62
0,460	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	18,51
0,330	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	107,25
0,460	Hr	Plataforma elevadora de 10m (1 ud.)	29,00	13,34
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				216,72

PANELES VERTICALES DE FACHADA ACABADO EN ÁRIDO (m^2 / ud).

Panel vertical prefabricado de hormigón (HA-35), aligerado con porex, armado con acero (B-500 S), 20cm de grueso, acabado árido visto "Segre", transportado, montado y sujeto a la estructura. Incluye precios medios de protección, accesorios de montaje y sellado juntas exteriores.

1,000	m^2	Panel vertical árido visto "Segre" e=20cm	65,56	65,56
TOTAL PARTIDA (por m^2).....				65,56
0,460	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	77,62
0,460	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	18,51
0,330	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	107,25
0,460	Hr	Plataforma elevadora de 10m (1 ud.)	29,00	13,34
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				216,72

PANELES HORIZONTALES DE FACHADA ACABADO EN ÁRIDO (m^2 / ud).

Panel horizontal prefabricado de hormigón (HA-35), aligerado con porex, armado con acero (B-500 S), 20cm de grueso, acabado árido visto "Segre", transportado, montado y sujeto a la estructura. Incluye precios medios de protección, accesorios de montaje y sellado juntas exteriores.

1,000	m^2	Panel horizontal árido visto "Segre" e=20cm	72,32	72,32
TOTAL PARTIDA (por m^2).....				72,32

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
0,660	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	111,37
0,660	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	26,56
0,250	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	81,25
0,660	Hr	Plataforma elevadora de 10m (2 ud.)	58,00	38,28
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				257,46

PREMARCOS METÁLICOS AUTORRESISTENTES (ud.).

Premarco metálico autorresistente, formado por dos fundas montantes de chapa doblada y un perfil metálico HEA-240 + chapa de protección; montado y anclado en cimentación. Incluye precios medios de protección, tuercas de unión (16x60) y transporte a la obra.

1,000	Ud	Premarco metálico autorresistente 4.80.	1.190,00	1.190,00
0,150	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	6,04
0,150	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	25,31
TOTAL PARTIDA.....				1221,35

FORJADO

Cantidad	Uds.	Descripción	Precio	Importe €
----------	------	-------------	--------	-----------

PLACAS DE FORJADO ALVEOLARES (m^2 / ud).

Placa alveolar pretensada, prefabricada con hormigón (HP-30/S/10), canto 30cm, transportada y apoyada en las jácenas y angulares. Incluye precios medios de protección y accesorios montaje.

1,000	m^2	Placa hormigón alveolar 30.7	68,70	68,70
TOTAL PARTIDA (por m^2).....				68,70
0,265	Hr	Grúa montaje 80 T	168,75	44,71
0,265	Hr	Equipo montaje (Encargado + 2 Ayudantes)	40,25	10,66
0,200	Ud	Transporte con trailer 25,5 T	325,00	65,00
TOTAL PARTIDA (por ud.).....				120,37

CAPA COMPRESIÓN DE HORMIGÓN ARMADO (m^2)

Capa de 5cm. de espesor, realizada con hormigón HA-25 (N/mm²) con tamaño máximo del árido 40mm, elaborado en central, vertido, colocado y armado, con mallazo electrosoldado 200*300*5 mm, realización de juntas, aserrado de las mismas y fratasado.

0,050	m^3	Hormigón HA-25 elaborado en central	74,08	3,70
1,000	m^2	Mallazo electrosoldado 20x30 d=5	1,95	1,95
0,120	Hr	Cuadrilla (Oficial 1ª + ayudante)	25,70	3,08
0,082	%	Costes indirectos (s/total).	3,00	0,25
TOTAL PARTIDA.....				8,98

6.3 CUADRO DE PARCIALES

MOVIMIENTO DE TIERRAS

	Medición	Precio	Presupuesto €
DESBROCE Y LIMPIEZA DEL TERRENO (m^2)			
	3.782,00	0,59	2.231,38
COMPACTACIÓN DE LAS TIERRAS (m^2)			
	1.891,00	2,33	4.406,03
EXCAVACIÓN DE LOS POZOS EN TERRENO (m^3)			
	325,85	13,70	4.464,14
EXCAVACIÓN DE LAS ZANJAS EN TERRENO (m^3)			
	18,66	8,17	152,45
TRANSPORTE DE TIERRAS AL VERTEDERO (m^3)			
	740,91	3,50	2593,18
TOTAL MOVIMIENTO DE TIERRAS.....			13.847,18

CIMENTACIÓ I SOLERA

	Medició	Precio	Presupuesto €
HORMIGÓN DE LIMPIEZA O NIVELACIÓN (m^3)			
	76,17	93,53	7.124,18
HORMIGÓN ARMADO PARA ZAPATAS (m^3)			
	246,88	111,11	27.430,84
HORMIGÓN ARMADO PARA ZANJAS (m^3)			
	16,96	217,61	3.690,67
SOLERA DE HORMIGÓN ARMADO (m^2)			
	972,16	30,11	29.271,74
TOTAL CIMENTACIÓ I SOLERA.....			67.517,43

CUBIERTA

	Medición	Precio	Presupuesto €
CUBIERTA DE PANEL SÁNDWICH (m^2)			
	972,16	39,24	38.147,56
FORRO PARA PILARES (ud.)			
	4,00	21,36	85,44
TOTAL CUBIERTA.....			38.233,00

ELEMENTOS ESTRUCTURALES

	Medición	Precio	Presupuesto €
PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-24/26 (ml / ud)			
	20,84	117,03	2.438,91
	2,00	336,61	673,22
		Total.....	3.112,13
PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-25/29 1C (ml / ud) .			
	29,43	128,39	3.778,52
	3,00	479,99	1.439,97
		Total.....	5.218,49
PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-39 1C (ml / ud) .			
	6,54	152,16	995,13
	1,00	292,61	292,61
		Total.....	1.287,74
PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-31 H2C (ml / ud) .			
	10,71	146,39	1.567,84
	1,00	336,61	336,61
		Total.....	1.904,45
PILARES PREFABRICADOS 40x40 F-26 H4C (ml / ud) .			
	10,71	147,33	1.577,90
	1,00	336,61	336,61
		Total.....	1.914,51
PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-41 1C (ml / ud) .			
	9,81	165,84	1.626,89
	1,00	509,98	509,98
		Total.....	2.136,87

	Medición	Precio	Presupuesto €
PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-53 1C (ml / ud) .			
	58,86	194,36	11.440,03
	6,00	459,35	2.756,10
		Total.....	14.196,13
PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-58 3C (ml / ud) .			
	9,81	216,80	2.126,81
	1,00	408,72	408,72
		Total.....	2.535,53
PILARES PREFABRICADOS 40x50 F-28 H5C (ml / ud) .			
	10,71	151,31	1.620,53
	1,00	408,72	408,72
		Total.....	2.029,25
JÁCENAS INTERIORES DE CUBIERTA (ml / ud) .			
	76,32	114,61	8.747,04
	4,00	313,21	1.252,84
		Total.....	9.999,88
JÁCENAS FRONTALES EN “V” DE CUBIERTA (ml / ud) .			
	11,16	85,73	956,75
	2,00	165,30	330,60
		Total.....	1.287,35
JÁCENAS FRONTALES DE CUBIERTA (ml / ud) .			
	26,95	77,93	2.100,21
	4,00	177,55	710,20
		Total.....	2.810,41

	Medición	Precio	Presupuesto €
JÁCENAS DE FORJADO 40x75 ARMADAS (ml / ud) .			
	9,18	267,50	2.455,65
	1,00	242,06	242,06
		Total.....	2.697,71
JÁCENAS DE FORJADO 40x75 PRETENSADA (ml / ud) .			
	8,76	339,96	2.978,05
	1,00	242,06	242,06
		Total.....	3.220,11
JÁCENAS DE FORJADO 50x75 ARMADAS (ml / ud) .			
	8,76	270,84	2.372,56
	1,00	242,06	242,06
		Total.....	2.614,62
JÁCENAS DE FORJADO 50x75 PRETENSADA (ml / ud) .			
	8,76	359,43	3.148,61
	1,00	242,06	242,06
		Total.....	3.390,67
CABEZAS DE CANAL DE HORMIGÓN (ud.) .			
	3,00	14,71	44,13
CANALES DE HORMIGÓN (ml / ud) .			
	98,09	100,70	9.877,66
	10,00	109,93	1099,30
		Total.....	10.976,96

	Medición	Precio	Presupuesto €
CORREAS DE CUBIERTA (ml / ud) .			
	544,50	13,26	7.220,07
	55,00	14,30	786,50
		Total.....	8.006,57
CORTAFUEGOS DE HORMIGÓN (ml / ud) .			
	49,52	57,19	2.832,05
	5,00	142,43	712,15
		Total.....	3.544,20
TOTAL ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....			82.927,71

PIEZAS FACHADA

	Medición	Precio	Presupuesto €
PANELES VERTICALES DE FACHADA ACABADO EN GRIS (m^2 / ud).			
	1187,01	55,88	66.330,12
	51,00	216,72	11.052,72
	Total.....		77.382,84
PANELES VERTICALES DE FACHADA ACABADO EN ÁRIDO (m^2 / ud).			
	43,86	65,56	2.875,46
	4,00	216,72	866,88
	Total.....		3.742,34
PANELES HORIZONTALES DE FACHADA ACABADO EN ÁRIDO (m^2 / ud).			
	102,77	72,32	7.432,33
	7,00	257,46	1802,22
	Total.....		9.234,55
PREMARCOS METÁLICOS AUTORRESISTENTES (ud.).			
	3,00	1221,35	3.664,05
TOTAL PIEZAS FACHADA.....			94.023,78

FORJADO

	Medición	Precio	Presupuesto €
PLACAS DE FORJADO ALVEOLARES (m^2 / ud) .			
	235,39	68,70	16.171,29
	20,00	120,37	2.407,40
		Total.....	18.578,69
CAPA COMPRESIÓN DE HORMIGÓN ARMADO (m^2)			
	126,72	8,98	1.137,95
	TOTAL FORJADO.....		19.716,64

6.4 PRESUPUESTO GENERAL

Capítulo	Total €
MOVIMIENTO DE TIERRAS.....	13.847,18
CIMENTACIÓN Y SOLERA.....	67.517,43
CUBIERTA.....	38.233,00
ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	82.927,71
PIEZAS FACHADA.....	94.023,78
FORJADO.....	19.716,64
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL.....	316.265,74
8 % Gastos Generales.....	25.301,26
10 % Beneficio Industrial.....	31.626,57
Suma.....	373.193,57
16 % I.V.A de Contrata.....	59.710,97
PRESUPUESTO DE CONTRATA.....	<u>432.904,54</u>